

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉTUDE DU RENFORCEMENT PASSIF D'UNE
POUTRE EN BÉTON PRÉCONTRAIT

DAVID FOLCHER
DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)
DÉCEMBRE 2002



National Library
of Canada

Acquisitions and
Bibliographic Services

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Bibliothèque nationale
du Canada

Acquisitions et
services bibliographiques

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence

Our file Notre référence

The author has granted a non-exclusive licence allowing the National Library of Canada to reproduce, loan, distribute or sell copies of this thesis in microform, paper or electronic formats.

The author retains ownership of the copyright in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque nationale du Canada de reproduire, prêter, distribuer ou vendre des copies de cette thèse sous la forme de microfiche/film, de reproduction sur papier ou sur format électronique.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur qui protège cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

0-612-81515-3

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

ÉTUDE DU RENFORCEMENT PASSIF D'UNE
POUTRE EN BÉTON PRÉCONTRAIT

présenté par : FOLCHER David

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées
a été dûment accepté par le jury d'examen composé de :

Mme LEITE Maria Helena, Ph.D., président

M. MASSICOTTE Bruno, Ph.D., membre et directeur de recherche

M. LABOSSIÈRE Pierre, Ph.D., membre et codirecteur de recherche

M. DESGAGNÉ Gérard, Ph.D., membre

Remerciements

Ce projet n'aurait pas pu se réaliser sans l'intervention et la contribution de certaines personnes. Je remercie donc :

- M. Bruno Massicotte, mon directeur de recherche, pour m'avoir dirigé dans ce projet malgré son emploi du temps et pour son soutien financier;
- M. Pierre Labossière, co-directeur du projet, ainsi que M. Marc Demers, ingénieur de laboratoire, de l'Université Sherbrooke, pour avoir partagé leur expertise en ce qui concerne les matériaux composites;
- M. Gérard Degrange, chef du laboratoire de Structures, M. Denis Fortier, M. Roland Dumontet, techniciens, et M. Patrice Bélanger, électrotechnicien pour leur contribution inestimable dans le déroulement du programme expérimental;
- M. Julien Sabre, étudiant en échange, pour s'être impliqué totalement dans la plupart des étapes du projet et sans qui l'accomplissement de la phase expérimentale aurait été beaucoup plus difficile;
- Mme Marie-Christine Denis, M. Jérôme Isabelle, M. David Pierce, et M. Benoît Turcotte, auxiliaires de laboratoire, pour leur aide durant la phase d'essai;
- M. Dominic Vachon, collègue, pour son aide lors de la préparation des poutres.

Je remercie également le ministère des Transports pour le support financier du projet.

Résumé

L'état des ouvrages en béton précontraint qui composent le réseau routier québécois présente une problématique liée à la détérioration suite à un impact et ou à la corrosion. Les poutres de pont représentent un intérêt particulier puisque la détérioration est à l'origine d'une perte de précontrainte et par conséquent de capacité, limitant ainsi les charges de circulation pouvant être supportées.

Il existe déjà une solution pour réparer de tels dommages. En effet, l'application d'une précontrainte externe permet de recouvrer les caractéristiques mécaniques de la structure. Cependant, cette méthode demeure lourde à exécuter et onéreuse.

Les progrès technologiques et l'avancée de la recherche sur les matériaux composites rendent ceux-ci de plus en plus accessibles et populaires. Ainsi, de nouvelles applications se découvrent y compris dans le domaine du génie civil qui se voit proposer des matériaux légers, insensibles à la corrosion et très résistants. C'est donc en toute logique que l'idée d'utiliser ces matériaux comme renforcement externe a vu le jour.

Le sujet du présent mémoire était d'étudier le comportement de poutres précontraintes endommagées et renforcées avec des lamelles de fibres de carbone. L'analyse se limite au comportement en service, c'est-à-dire en considérant les états limites d'utilisation et de fatigue, puisque généralement ce sont les critères qui gouvernent lors de la conception des poutres précontraintes. Ce document décrit les études expérimentales et analytiques réalisées afin de caractériser le comportement typique en service. Le programme expérimental consistait à tester en flexion huit poutres précontraintes qui présentaient des niveaux d'endommagement et de réparation différents. Ces essais ont permis de remarquer un glissement des lamelles de composite et un décollement prématuré de celles-ci à l'interface colle-composite alors

que les déformations atteignaient environ 50 % de leur valeur maximale théorique. Ce dernier phénomène n'a cependant pas affecté les conclusions ni réduit la portée de l'étude en cours puisqu'il se produit après la phase de fissuration.

Les données recueillies durant la phase expérimentale ont permis de simuler analytiquement le comportement des poutres étudiées. Ces simulations ont été réalisées à l'aide du logiciel A.I.S. développé par l'École Polytechnique de Montréal pour la Direction des Structures du Ministère des Transport. La comparaison entre les résultats expérimentaux et analytiques a démontré que le logiciel est réaliste et fiable en ce qui concerne le comportement en service des poutres précontraintes endommagées puis renforcées à l'aide de matériaux composites.

Une étude paramétrique avec ce logiciel a permis de mettre en valeur la contribution des matériaux composites pour le comportement en service. Une étude en considérant les critères de service et de fatigue prescrits par le Code CSA/S6-00 a démontré que l'usage des matériaux composites comme renforcement externe pour des poutres précontraintes endommagées était applicable pour un niveau d'endommagement limité mais que dans tous les cas étudiés, le comportement originel de la section n'était jamais rétabli.

Abstract

An overview of the road network situation in the province of Quebec has shown that one of the most common case of structure damage is caused by the car impact and or the corrosion on structural items such as reinforced concrete beams or prestressed concrete beams. Because of this type of deterioration, a strength losses can be observed and traffic loads have to be limited.

In order to strengthen these damaged structures, external post-tensioning is often used. This process allows structures to recover their original properties. Unfortunately, it is often very difficult and expensive to execute.

Considered as very specialized high technology materials only few year ago, fiber reinforced polymers (FRP) find more and more interest from civil engineers. Their lightness, non corrosive sensitiveness and high strength qualities make engineers think that many problems could be resolved by the use of FRP. One of these applications is the external reinforcement of damaged structures.

This document presents an experimental and analytical study which have been done in order to understand the behaviour of a damaged prestressed beam reinforced by carbon fiber reinforced polymers (CFRP) externally bounded to concrete. The study has been proceeded with concern about the service limit states (SLS) because those ones will usually lead the prestressed concrete design. The experimental phase consisted of flexural test performed on 8 girders which exhibited several levels damage. Those tests have shown an early pill-off of the laminates. The failure occurred at the interface glue-laminates when the strain recorded in the FRP was only 50 % of its theoretical value. However, this phenomenon has been observed after the cracking phase and had no influence in the results of this study.

The set of data obtained from experimental tests allowed the author to perform some analytical simulations in order to reproduce the same behaviour observed during experimentations. A program called A.I.S., developed at the École Polytechnique de Montréal for the exclusive use of the Direction des Structures of the Ministère des Transports, has been used to realize theoretical analyses. These simulations have shown good similarities with the experimental tests for the response of damaged prestressed beams externally reinforced with carbon fiber reinforced polymer during the cracking phase.

A parametric analysis performed with the same program with respect to the Canadian standard CSA/S6-2000 with service limit states criteria, showed that the external reinforcement of prestressed structures using carbon fiber reinforced polymer is efficient and conceivable for low levels damage. Otherwise, external post-tensioning seems to be the only alternative.

Table des matières

Remerciements	iv
Résumé	vi
Abstract.....	viii
Table des matières.....	x
Liste des figures	xvi
Liste des tableaux	xxi
Liste des symboles	xxii
Liste des abréviations.....	xxix
Liste des annexes	xxx
 Chapitre 1 Introduction	 1
1.1 Généralités.....	1
1.2 Problématique	2
1.3 Objectifs	3
1.4 Portée.....	3
1.5 Organisation du mémoire	4
 Chapitre 2 Revue de littérature.....	 6
2.1 Aspects généraux	6
2.2 Étude de poutres en béton armé, renforcées à l'aide de matériaux composites.....	9
2.3 Étude d'éléments en béton précontraint, renforcés par des matériaux composites.....	10
2.4 Étude sur la longueur d'ancrage et préparation de surface	12

2.4.1	Considérations générales.....	12
2.4.2	Calcul de la longueur d'ancrage.....	13
2.4.2.1	Méthode Sika	13
2.4.2.2	Méthode ISIS	15
2.5	Applications réelles.....	16
2.6	Étude du comportement en fatigue	16
2.7	Divers	19
2.8	Sommaire	21
Chapitre 3	Élaboration du programme expérimental	22
3.1	Introduction	22
3.2	Choix et conception des spécimens.....	24
3.2.1	Design en flexion	24
3.2.2	Conception à l'effort tranchant	25
3.2.3	Choix de l'endommagement	28
3.2.4	Niveau de réparation	28
3.2.5	Programme expérimental	30
3.3	Fabrication des spécimens.....	32
3.3.1	Étapes de fabrication	32
3.3.2	Propriétés du béton.....	36
3.3.3	Coulis de réparation	37
3.4	Réalisation des essais	38
3.4.1	Montage expérimental.....	38
3.4.2	Instrumentation	39
Chapitre 4	Essais préliminaires et propriétés des matériaux.....	42
4.1	Test de compression sur le béton	42
4.2	Essais de compression sur le coulis de réparation.....	44
4.3	Essai de traction sur un toron de précontrainte	45

4.4	Essai de traction sur des lamelles de fibres de carbone.....	48
4.5	Propriétés de la colle	55
4.6	Essai de flexion sur prisme	56
4.7	Observations recueillies	59
Chapitre 5	Essai préliminaire en flexion	61
5.1	Présentation générale	61
5.2	Description du spécimen	61
5.3	Description de l'essai	63
5.3.1	Montage expérimental.....	63
5.3.2	Système de précontrainte externe.....	64
5.3.3	Instrumentation	65
5.4	Date de fabrication	67
5.5	Préparation du spécimen	67
5.5.1	Fabrication.....	67
5.5.2	Réparation et renforcement	68
5.6	Résultats de l'essai	69
5.6.1	Déformations dans le béton.....	70
5.6.2	Déformation dans le composite.....	71
5.6.3	Étude de l'interface béton-composite.....	74
5.6.4	Lectures des repères mécaniques	75
5.6.5	Autres points	76
5.6.5.1	Détachement du coin de béton	76
5.6.5.2	Rupture	78
5.6.5.3	Flèche et diagramme moment-courbure.....	79
5.6.6	Récapitulatif	81
5.7	Conclusion.....	81
Chapitre 6	Résultats expérimentaux et analyse.....	83

6.1	Description des spécimens	83
6.2	Validation des mesures expérimentales	87
6.3	Résultats expérimentaux	90
6.3.1	Comportement général	91
6.3.2	Comportement du composite	95
6.3.2.1	Déformation moyenne.....	95
6.3.2.2	Répartition longitudinale des déformations	97
6.3.2.3	Étude de l'interface composite – béton	100
6.3.2.4	Synthèse des résultats.....	105
6.3.3	Étude de la flèche	107
6.3.3.1	Valeurs expérimentales	107
6.3.3.2	Données clés.....	108
6.3.4	Comportement du béton.....	110
6.3.4.1	En traction et patron de fissuration	110
6.3.4.2	Ouverture des fissures	118
6.3.5	Sollicitation des torons de précontrainte	123
6.3.5.1	Montage.....	124
6.3.5.2	Résultats expérimentaux	128
6.3.5.3	Calcul de la sollicitation des torons de précontrainte.....	130
6.4	Essai de fatigue à amplitude variable.....	132
6.4.1	Protocole de chargement	132
6.4.2	Résultats expérimentaux	133
6.4.2.1	Déformations dans le composite	133
6.4.2.2	Flèche	135
6.4.2.3	Déformation du béton	136
6.4.2.4	Sollicitation des torons	137
6.4.2.5	Comportement suite aux phases de chargement	137
Chapitre 7	Analyse théorique.....	139

7.1	Généralités.....	139
7.2	Présentation du logiciel A.I.S.....	139
7.2.1	Introduction	139
7.2.2	Hypothèses de calcul.....	139
7.3	Calcul de la tension initiale des torons.....	140
7.3.1	Mesure expérimentale des pertes de précontrainte	140
7.3.2	Calcul théorique des pertes de précontrainte.....	143
7.3.2.1	Selon Picard (1983).....	143
7.3.2.2	Méthode ACI (1992)	148
7.3.2.3	Comparaison des résultats.....	151
7.3.3	Modélisation des pertes dans A.I.S.	153
7.3.3.1	Détermination des pertes de précontraintes différées	153
7.3.3.2	Adaptation à l'ensemble des éléments	154
7.4	Propriétés du béton.....	155
7.5	Propriétés du matériau composite	156
7.6	Modélisation.....	158
7.7	Simulation des poutres du programme expérimental	160
Chapitre 8 Analyse paramétrique		165
8.1	Paramètres étudiés.....	165
8.2	Scénario de modélisation	167
8.3	Données de modélisation	168
8.3.1	Tension initiale des torons de précontrainte.....	168
8.3.2	Propriétés de la section.....	168
8.3.3	Calcul des pertes de précontrainte.....	169
8.3.4	Propriétés des matériaux	170
8.3.4.1	Béton	170
8.3.4.2	Coulis	170
8.3.4.3	Acier.....	170

8.3.4.4	Acier de précontrainte	171
8.3.4.5	Matériaux composites	171
8.4	Résultats	172
8.4.1	Contrainte des torons.....	172
8.4.2	Courbure.....	178
8.4.2.1	Perte de 1 lit de précontrainte.....	178
8.4.2.2	Perte de 2 lits de précontrainte	181
8.4.3	Synthèse des résultats.....	184
8.5	Critères de conception.....	185
8.5.1	Contrainte maximale des torons de précontrainte	185
8.5.2	Ouverture de fissure	185
8.5.3	Vérification	186
Chapitre 9	Conclusions et recommandations	189
9.1	Généralités.....	189
9.2	Essais préliminaires.....	190
9.3	Programme expérimental	190
9.4	Analyse paramétrique.....	191
9.5	Recommandations	192
Références	194
Annexes	200

Liste des figures

Figure 1.1 : Exemple d'endommagement	2
Figure 2.1 : Différents modes de décollement du composite	8
Figure 2.2 : Disposition d'ancrages contre le comportement fragile	20
Figure 3.1 : Coupe transversale du pont Saint –Victor (dimensions en mm)	22
Figure 3.2 : Vue en élévation du pont Saint –Victor (dimensions en mm).....	23
Figure 3.3 : Dimensions (en mm) d'une poutre AASHTO type V	23
Figure 3.4 : Détails de la position des torons à mi-portée (dimensions en mm).....	24
Figure 3.5 : Section type des spécimens (dimensions en mm).....	25
Figure 3.6 : Design final des spécimens.....	27
Figure 3.7 : Sections types	28
Figure 3.8 : Coffrage d'une série de 4 poutres.....	33
Figure 3.9 : Endommagement	34
Figure 3.10 : Cure du béton.....	35
Figure 3.11 : Schéma du montage expérimental (dimensions en mm)	38
Figure 3.12 : Dispositif de transfert de charge	39
Figure 3.13 : Instrumentation des spécimens	40
Figure 4.1 : Illustration des essais de compression	44
Figure 4.2 : Instrumentation de l'essai de traction sur le toron.....	46
Figure 4.3 : Test de traction sur un câble de précontrainte	47
Figure 4.4 : Concept de l'essai de tirant pour le matériau composite	48
Figure 4.5 : Montage du premier essai de tirant.....	49
Figure 4.6 : Mécanisme de rupture du premier essai de tirant	50
Figure 4.7 : Graphique pour l'étude de la longueur de transfert.....	51
Figure 4.8 : Configuration du deuxième essai de traction.....	52
Figure 4.9 : Déformation du composite pour le deuxième essai de traction.....	53
Figure 4.10 : Mécanisme de rupture du deuxième essai de tirant.....	55

Figure 4.11 : Montage de l'essai de flexion sur prisme	57
Figure 4.12 : Essai de flexion à petite échelle.....	58
Figure 4.13 : Déformations du composite – essai de flexion à petite échelle	59
Figure 5.1 : Section du spécimen préliminaire.....	62
Figure 5.2 : Dimensionnement du spécimen.....	63
Figure 5.3 : Montage de l'essai préliminaire.....	64
Figure 5.4 : Dispositif de précontrainte externe.....	65
Figure 5.5 : Disposition de l'instrumentation.....	66
Figure 5.6 : Préparation du spécimen préliminaire	69
Figure 5.7 : Déformation du béton – essai préliminaire.....	70
Figure 5.8 : Déformation du composite	72
Figure 5.9 : Distribution longitudinale des contraintes.....	73
Figure 5.10 : Étude de l'interface béton - composite	74
Figure 5.11 : Comparaison DEMEC - LVDT	75
Figure 5.12 : Vue de la zone centrale après la rupture.....	77
Figure 5.13 : Fissuration et mécanisme de rupture – essai préliminaire	77
Figure 5.14 : Vue de la rupture à la zone endommagée	78
Figure 5.15 : Vue de la rupture à la face inférieure.....	79
Figure 5.16 : Flèche – essai préliminaire	80
Figure 5.17 : Diagramme moment – courbure	80
Figure 6.1 : Configuration des spécimens.....	84
Figure 6.2 : Position des sections étudiées.....	87
Figure 6.3 : Validation des mesures, poutre B2, $M= 101 \text{ kN.m}$	89
Figure 6.4 : Évolution du profil de déformation de la section, poutre B2	90
Figure 6.5 : Zone d'étude du projet.....	93
Figure 6.6 : Diagrammes moment - courbure	94
Figure 6.7 : Déformation moyenne du composite.....	96
Figure 6.8 : Répartition longitudinale des déformations.....	98
Figure 6.9 : Compatibilité des déformations à l'interface béton - composite	101

Figure 8.2 : Perte de 1 lit de précontrainte	174
Figure 8.3 : Perte de 2 lits de précontrainte.....	176
Figure 8.4 : Perte de 1 lit de précontrainte	178
Figure 8.5 : Perte de 2 lits de précontrainte.....	181
Figure A.1 : Cylindres des poutres A et B2	201
Figure A.2 : Cylindres des poutres B1 et B3.....	201
Figure A.3 : Cylindres des poutres type C	202
Figure A.4 : Coulis de réparation	202
Figure B.1 : Vue d'ensemble du montage avec le dispositif de sécurité	204
Figure B.2 : Phénomène de décollement du composite	205
Figure D.1 : Vue d'ensemble après rupture	211
Figure D.2 : Position des LVDT	211
Figure E.1 : Poutre A	213
Figure E.2 : Poutre B1	213
Figure E.3 : Poutre B3	214
Figure E.4 : Poutre C1	214
Figure E.5 : Poutre C2	215
Figure E.6 : Poutre C3	215
Figure F.1 : Poutre B2	217
Figure F.2 : Poutre B3	217
Figure F.3 : Poutre C1	218
Figure F.4 : Poutre C2	218
Figure F.5 : Poutre C3	219
Figure G.1 : Poutre A	221
Figure G.2 : Poutre B1	221
Figure G.3 : Poutre B2	222
Figure G.4 : Poutre B3	222
Figure G.5 : Poutre C1	223

Figure G.6 : Poutre C2	223
Figure G.7 : Poutre C3	224
Figure G.8 : Poutre A	225
Figure G.9 : Poutre B1	225
Figure G.10 : Poutre B2	226
Figure G.11 : Poutre B3	226
Figure G.12 : Poutre C1	227
Figure G.13 : Poutre C2	227
Figure G.14 : Poutre C3	228
Figure H.1 :Page d'accueil d'AIS	230
Figure H.2 : Menu Identification.....	231
Figure H.3 : Menu Poutre.....	232
Figure H.4 : Menu matériaux	233
Figure H.5 : Menu matériaux (suite).....	234
Figure H.6 : Menu matériaux (suite).....	234
Figure H.7 : Menu matériaux (suite).....	235
Figure H.8 : Menu matériaux (suite).....	235
Figure H.9 : Menu Section	236
Figure H.10 : Sous menu Blocs.....	237
Figure H.11 : Sous menus Armatures	238
Figure H.12 : Sous menu Précontrainte	239
Figure H.13 : Sous menu Renforcement	240
Figure H.14 : Menu Événement	241
Figure H.15 : Feuille de résultats	242
Figure H.16 : Diagramme Moment - courbure	243

Liste des tableaux

Tableau 2.1 : Tableau de Tausky	14
Tableau 3.1 : Récapitulatif des essais de flexion	31
Tableau 3.2 : Mélange de béton	36
Tableau 3.3 : Essai de compression en usine	36
Tableau 3.4 : Dosage du coulis de réparation	37
Tableau 3.5 : Caractéristiques de l'instrumentation.....	41
Tableau 4.1 : Propriétés du béton.....	43
Tableau 4.2 : Propriétés du coulis de réparation	45
Tableau 5.1 : Date de fabrication et âge du béton.....	67
Tableau 5.2 : Données récapitulatives de l'essai préliminaire	81
Tableau 6.1 : Comportement général	92
Tableau 6.2 : Synthèse des données des poutres renforcées à l'aide de matériau composite	105
Tableau 6.3 : Flèches, mesures expérimentales	109
Tableau 6.4 : Récapitulatif du comportement du béton : Déformations du béton	114
Tableau 6.5 : Récapitulatif du comportement du béton,	117
Tableau 6.6 : Récapitulatif du comportement du béton,	118
Tableau 6.7 : Ouverture des fissures, calculée au 1 ^{er} lit efficace	123
Tableau 6.8 : Données récapitulatives.....	138
Tableau 7.1 : Pertes de précontrainte	152
Tableau 7.2 : Pertes et tension finale des câbles	155
Tableau 7.3 : Propriétés du composite	158
Tableau 8.1 : Paramètres de modélisation.....	166
Tableau 8.2 : Pertes de précontrainte	169
Tableau 8.3 : Synthèse des résultats.....	184
Tableau 8.4 : Incrément de contrainte dans les torons efficaces.....	187

Liste des symboles

A	: Aire de la section (mm^2)
A_{FRP}	: Aire de matériaux composite (mm^2)
A_{PS}	: Section d'acier de précontrainte (mm^2)
A_{psd}	: Aire des torons endommagés (mm^2)
A_S	: Section d'acier conventionnel (mm^2)
A_V	: Section des étriers situés sur une longueur d'espacement s (mm^2)
b	: Largeur de la poutre (mm)
b_{FRP}	: Largeur du renforcement (mm)
b_L	: Largeur d'une lamelle (po)
b_w	: Largeur minimale de l'âme sur la profondeur d (mm)
C	: Dosage en ciment (kg/m^3)
CR	: Perte de contrainte due au fluage du béton
d_v	: Distance perpendiculaire à l'axe neutre entre les résultantes des forces de tension et de compression (mm)
E_c	: Module élastique du béton (MPa)
E_{ci}	: Module élastique du béton au moment du transfert (MPa)
E_{colle}	: Module élastique de la colle (MPa)
$E_c(t)$: Module élastique du béton au temps t (MPa)
E_{FRP}	: Module élastique du renforcement (MPa)
E_{ps}	: Module élastique de l'acier de précontrainte (MPa)
E_{2c}	: Module élastique du composite en compression pour la deuxième phase élastique (MPa)
E_{2t}	: Module élastique du composite en traction pour la deuxième phase élastique (MPa)

E_{3c}	: Module élastique du composite en compression pour la troisième phase élastique (MPa)
E_{3t}	: Module élastique du composite en traction pour la troisième phase élastique (MPa)
ES	: Perte de contrainte due raccourcissement élastique
f'_c	: Résistance en compression du béton (MPa)
f_{cds}	: Contrainte dans le béton au niveau du centre de gravité des aciers de précontrainte, due à toutes autres charges permanentes que celles présentes au moment du transfert (MPa)
f_{cu}	: Contrainte à l'ultime du béton (MPa)
f'_t	: Résistance en traction du béton (ksi)
f_{FRP}	: Limite élastique du matériaux composite (MPa)
f_{ps}	: Contrainte dans les câbles à la résistance pondérée (MPa)
f_{pu}	: Résistance nominale de l'acier de précontrainte (MPa)
f_{py}	: Limite élastique théorique de l'acier de précontrainte (MPa)
f_r	: Contrainte à l'ultime dans les aciers conventionnels (MPa)
f_{sj}	: Contrainte dans les câbles au moment de la mise en tension (MPa)
f_{st}	: Contrainte dans l'acier de précontrainte au moment du transfert (MPa)
f_u	: Contrainte maximale dans les aciers conventionnels (MPa)
f_y	: Limite élastique des aciers conventionnels (MPa)
f_{yc}	: Contrainte du composite en compression à la fin de la première phase élastique (MPa)
f_{yt}	: Contrainte du composite en traction à la fin de la première phase élastique (MPa)
HR	: Humidité relative (%)
h	: Hauteur de la poutre (mm)
I	: Moment d'inertie de la section (mm ⁴)

$I_{transf.}$: Moment d'inertie de la section transformée (mm^4)
K_{cr}	: Coefficient de fluage
k	: Facteur de proportionnalité reliant l'adhérence de l'interface moyenne à la racine carrée de la résistance en compression du béton ($\text{MPa}^{1/2}$)
k_d	: Facteur reliant la longueur de développement à la rigidité du renforcement externe (MPa^{-1})
k_r	: Contrainte de référence (4.350 ksi)
L	: Portée de la poutre (mm)
l_{FRPd}	: Longueur de développement du composite selon ISIS (mm)
l_v	: Longueur de développement du composite selon Sika (po)
M_0	: Moment dû au poids propre (kN.m)
M_{cr}	: Moment de fissuration (kN.m)
M_f	: Moment pondéré à la section étudiée (kN.m)
M_{max}	: Moment maximum (kN.m)
$M_{poids\ propre}$: Moment dû au poids propre de la poutre (kN.m)
M_{ult}	: Moment à l'ultime (kN.m)
M_{wcode}	: Moment correspondant à la limite d'ouverture des fissures prescrit par le code (kN.m)
N_f	: Charge axiale pondérée agissant simultanément avec l'effort tranchant (kN)
P_0	: Force de précontrainte (kN)
P_{totale}	: Charge axiale totale appliquée (N)
$REL1$: Perte de contrainte due à la relaxation instantanée des câbles de précontraintes (MPa)
$REL2$: Perte de contrainte due à la relaxation différée des câbles de précontraintes (MPa)

S	: Section de la poutre (mm^2)
SH	: Perte de contrainte due au retrait du béton
s	: Espacement des étriers mesuré parallèlement à l'axe longitudinal de la poutre(mm)
\bar{s}	: Espacement moyen des fissures (mm)
s_{\max}	: Espacement maximal des fissures (mm)
$T_{L,d}$: Résistance en traction d'une lamelle de fibres de carbone (kips)
t	: Âge du béton après la coulée (jours)
t_e	: Largeur équivalente d'une lamelle d'acier (po)
t_{FRP}	: Épaisseur de matériau composite (mm)
t_i	: Temps au début de l'intervalle étudié (jours)
t_j	: Temps à la fin de l'intervalle étudié (jours)
$t_{sh,0}$: Âge du béton au début du séchage (jours)
t_0	: Âge du béton au moment du transfert (jours)
w	: Ouverture des fissures (mm)
V	: Volume de la poutre (mm^3)
V_f	: Effort pondéré de cisaillement à la section étudiée (kN)
V_P	: Composante de la force de prétension dans la direction de l'effort tranchant (kN)
V_s	: Résistance pondérée des étriers (kN)
y	: Coordonnée verticale du point étudié (mm)
$y_{c.g.}$: Coordonnée du centre de gravité par rapport à la fibre inférieure (mm)
$\Delta\epsilon$: Incrément de déformation ($\times 10^{-6}$)
$\Delta\epsilon_{c.g.}$: Variation de déformation au centre de gravité de la section ($\times 10^{-6}$)
Δ_{fiss}	: Flèche à la fissuration (mm)
Δ_{Max}	: Flèche maximale (mm)

ΔP	: Variation de la force de précontrainte (kN)
ΔP_f	: Variation du force due au fluage du béton (kN)
ΔP_{rb}	: Variation du force due au retrait du béton (kN)
$\Delta \sigma$: Incrément de contrainte (MPa)
$\Delta \sigma_{\text{Élast.}}$: Pertes instantanées calculées automatiquement par A.I.S
$\Delta \sigma_{\text{end}}$: Incrément de contrainte de la section endommagée (MPa)
$\Delta \sigma_f$: Perte de contrainte due au fluage (MPa)
$\Delta \sigma_{\text{int.}}$: Incrément de contrainte de la section intacte (MPa)
$\Delta \sigma_r$: Perte de contrainte due au retrait (MPa)
$\Delta \sigma_{\text{renf}}$: Incrément de contrainte de la section renforcée (MPa)
$\Delta \sigma_{\text{Total}}$: Pertes totales mesurées expérimentalement ou par différence de la contrainte initiale et de la valeur donnée par A.I.S.
$\Delta \sigma^*$: Pertes différées supposées
$\Delta \psi$: Variation de courbure ($\times 10^{-6} \text{ mm}^{-1}$)
$\varepsilon_{\text{béton}}$: Déformation du béton ($\times 10^{-6}$)
ε_{cu}	: Déformation à l'ultime du béton ($\times 10^{-6}$)
ε_{FRP}	: Déformation du renforcement ($\times 10^{-6}$)
ε_{FRPu}	: Déformation ultime du renforcement ($\times 10^{-6}$)
$\varepsilon_{\text{fiss}}$: Déformation à la fissuration ($\times 10^{-6}$)
$\varepsilon_{\text{glissement}}$: Déformation dans le composite au début du glissement ($\times 10^{-6}$)
ε_{max}	: Déformation maximale ($\times 10^{-6}$)
ε_N	: Déformation de la jauge nord du composite ($\times 10^{-6}$)
ε_p	: Déformation de l'acier à la fin du plateau plastique ($\times 10^{-6}$)
ε_r	: Déformation de l'acier à l'ultime ($\times 10^{-6}$)
ε_s	: Déformation de la jauge sud du composite ($\times 10^{-6}$)
$\varepsilon_{sh}(\infty)$: Coefficient de retrait ultime

ε_{toron}	: Déformation du toron ($\times 10^{-6}$)
ε_u	: Déformation de l'acier à sa contrainte maximale ($\times 10^{-6}$)
ε_{2c}	: Déformation du composite en compression à la fin de la deuxième phase élastique ($\times 10^{-6}$)
ε_{2t}	: Déformation du composite en traction à la fin de la deuxième phase élastique ($\times 10^{-6}$)
ε_{3c}	: Déformation du composite en compression à la fin de la troisième phase élastique ($\times 10^{-6}$)
ε_{3t}	: Déformation du composite en traction à la fin de la troisième phase élastique ($\times 10^{-6}$)
$\varepsilon_{40\%rupt.}$: Déformation à 40 % de la résistance en compression ($\times 10^{-6}$)
$\varepsilon_{\approx 50 \mu\epsilon}$: Déformation la plus proche de 50 $\mu\epsilon$ ($\times 10^{-6}$)
$\bar{\varepsilon}$: Déformation moyenne du béton ($\times 10^{-6}$)
φ_{ult}	: Courbure à l'ultime ($\times 10^{-6} \text{ mm}^{-1}$)
ϕ_{FRP}	: Facteur de pondération du matériaux composite
ϕ_P	: Facteur de pondération pour les câbles de précontrainte
ϕ_S	: Facteur de pondération pour les aciers conventionnels
$\phi(t, t_0)$: Coefficient de fluage entre les temps t et t_0
γ	: Masse volumique du béton (kg/m^3)
ν	: Module de poisson
$\sigma_{A.I.S.}$: Contrainte donnée comme résultat par A.I.S. (MPa)
σ_{ba}	: Contrainte dans le béton due à la précontrainte et au poids propre, au niveau du centre de gravité des câbles de précontrainte (MPa)
$\sigma_{glissement}$: Contrainte dans le composite au début du glissement (MPa)
σ_{in}	: Contrainte initiale diminuée des pertes élastiques (MPa)
σ_{i0}	: Contrainte dans les câbles lors de la tension initiale (MPa)

σ_N	: Contrainte dans le composite cotés nord (MPa)
σ_0	: Contrainte initiale dans les câbles de précontrainte (MPa)
$\sigma_{40\%rupt.}$: Contrainte à 40 % de la résistance en compression (MPa)
$\sigma_{\approx 50\mu\epsilon}$: Contrainte avec une déformation $\epsilon \approx 50\mu$ (MPa)
τ_k	: Contrainte ultime d'ancrage d'après le tableau de Tausky (ksi)
θ	: Angle des fissures par rapport à l'axe longitudinal de la poutre (degrés)

Liste des abréviations

AASHTO	: American Association of State Highway and Transportation Officials
ACI	: American Concrete Institute
AIS	: Analyse Inélastique des structures
ÉPM	: École Polytechnique de Montréal
FRP	: Fiber reinforced Polymer
LVDT	: Linear Variable Displacement Transducer
MTQ	: Ministère des Transport du Québec
PCI	: Prestressed Concrete Institute

Liste des annexes

Annexe A :	Courbes contrainte – déformation des cylindres de béton	200
Annexe B :	Premier essai de traction des lamelles de fibres de carbone	203
Annexe C :	Calculs de la longueur d’ancrage	206
Annexe D :	Photos de l’essai préliminaire de flexion à échelle réelle	210
Annexe E :	Évolution des profils de section	212
Annexe F :	Déformations maximale et moyenne du composite	216
Annexe G :	Déformation en compression du béton.....	220
Annexe H :	Exemple de modélisation avec A.I.S.: Poutre B2	229

Chapitre 1

Introduction

1.1 Généralités

D'abord considérés comme des matériaux de haute technologie et réservés à des industries de pointe, les matériaux composites trouvent maintenant des applications beaucoup plus diversifiées. L'avancée de la recherche et des connaissances sur ce sujet permet une compréhension de leur comportement de plus en plus approfondie et ouvre des voies à des industries plus courantes qui découvrent le potentiel de ces matériaux.

Ainsi, le milieu du génie civil en général, et des structures en particulier, intègre de plus en plus ces derniers qui offrent des nouvelles solutions, qu'elles soient alternatives ou uniques. Les premières applications concrètes ont vu le jour, vers la fin des années 1980, en Californie dans le génie parasismique, où des matériaux composites ont été utilisés pour confiner des piles de pont en béton (Watson, 2000). Quelques temps après leur mise en place, un séisme eut lieu. Le bon comportement des éléments renforcés a permis de mettre en évidence la grande amélioration apportée au comportement structural notamment au niveau de la ductilité des piles.

Cette mise à l'épreuve concluante et les atouts tels que la grande rigidité combinée à la légèreté et le potentiel non corrosif entre autres, ont ainsi permis de populariser ces matériaux auprès des concepteurs qui disposent maintenant de nouveaux outils leur permettant d'explorer de nouvelles voies.

1.2 Problématique

Le réseau québécois des infrastructures de transport comporte un grand nombre d'ouvrages d'art. Parmi ceux-ci, on observe sur certains ponts et viaducs en béton comportant de la précontrainte une perte de capacité en flexion. Cette dernière peut avoir plusieurs origines comme par exemple la corrosion ou la collision accidentelle de véhicules qui rendent des câbles de précontraintes inefficaces. La Figure 1.1 montre un exemple d'endommagement que l'on retrouve sur le réseau routier dû à l'impact d'un véhicule.

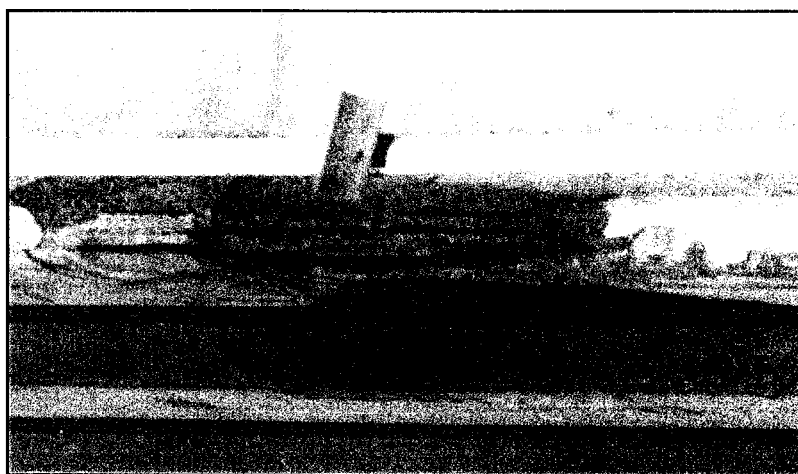


Figure 1.1 : Exemple d'endommagement

Il arrive que les ponts sujets à ce problème ne respectent plus les critères de conception et nécessitent une réfection. Jusqu'ici, la seule solution disponible consistait à appliquer une précontrainte externe afin de rétablir l'état initial, mais celle-ci représente une intervention relativement lourde et onéreuse. Pour palier à cet inconvénient, des tentatives de renforcement passif à l'aide de plaques d'acier ont été envisagées, mais le poids du matériau et sa susceptibilité à la corrosion limitent son application. L'émergence des matériaux composites, combinée à leurs atouts comme la

facilité de mise en place, l'excellent comportement en milieu corrosif, la légèreté et la haute résistance, a relancé le concept de renforcement passif.

1.3 Objectifs

C'est dans ce contexte de renforcement passif qu'un projet de recherche, en collaboration entre le Ministère des Transports du Québec (MTQ) et l'École Polytechnique de Montréal (ÉPM), a vu le jour.

L'objectif de ce projet était d'étudier la faisabilité du renforcement de poutres précontraintes endommagées, à l'aide de matériaux composites. Dans un premier temps, le projet devait mettre en évidence les aspects importants liés à ce genre de réparation puis développer une méthode de calcul exacte pour des fins de conception et d'établir les critères de calcul devant être appliqués dans le cas du renforcement de poutres précontraintes.

1.4 Portée

La présente recherche consistera principalement en l'étude expérimentale du comportement en flexion de poutres en béton précontraint endommagées puis réparées à l'aide de matériaux composites, et plus spécifiquement de fibres de carbone, afin de récolter des données permettant de faire une évaluation rigoureuse de cette solution par rapport aux solutions existantes.

Les résultats expérimentaux ainsi obtenus serviront par la suite à valider un logiciel de calcul développé à l'ÉPM pour le MTQ (Bédard et Massicotte, 2001) afin de simuler le comportement en flexion d'une section quelconque.

L'étude se concentrera essentiellement sur les états limites d'utilisation, à savoir la fissuration et la fatigue. En effet, les critères de conception aux états limites d'utilisation dans le domaine des ponts en béton précontraint sont, la plupart du temps, plus sévères que ceux reliés aux états limites ultimes. Une perte de capacité en flexion due à un endommagement sera donc plus critique du point de vue de la fissuration ou de la flèche puisque à l'ultime, les poutres sont surdimensionnées par rapport aux charges de conception.

Les paramètres choisis seront le niveau d'endommagement de la section, en sectionnant une quantité variable de torons, et le niveau de réparation, en variant la section de matériaux composites collés et la méthode de renforcement, en comparant précontrainte externe et renforcement passif. Le comportement en flexion de la section en général et de chacun de ces composants, béton, torons de précontrainte ou fibre de carbone, sera donc étudié.

1.5 Organisation du mémoire

Outre le chapitre d'introduction, le mémoire compte 8 chapitres additionnels. Le chapitre 2 présente une revue de littérature portant sur les aspects du renforcement externe. Le chapitre 3 expose le programme expérimental réalisé. Le chapitre 4 regroupe la présentation des différents essais préliminaires effectués ainsi que les informations relatives aux propriétés des matériaux. Le chapitre 5, quant à lui, décrit l'essai préliminaire de flexion réalisé sur un spécimen de dimensions identiques à celles des poutres du programme expérimental. On retrouve au chapitre 6 les résultats et analyses des essais du programme expérimental alors que le chapitre 7 présente l'analyse théorique des mêmes spécimens testés expérimentalement. Le chapitre 8 consiste en l'étude paramétrique d'un pont réel. Les données utilisées dans cette étude découlent directement des observations recueillies suite au programme expérimental.

Enfin, le chapitre 9 synthétise les conclusions et les recommandations qui font suite aux analyses et aux observations effectuées lors de ce programme de recherche.

Chapitre 2

Revue de littérature

Même si l'on peut considérer que l'intérêt pour les matériaux composites reste relativement récent dans les différents domaines de la construction, le nombre d'études et de projets de recherche est impressionnant et ne cesse d'augmenter. Cette section présente une synthèse non exhaustive de certaines expérimentations dont les objectifs et les impacts sont reliés directement au sujet du projet.

2.1 Aspects généraux

Matthys et Taerwe (2000) ont mis l'accent sur les aspects importants à considérer lorsqu'on entreprend la conception du renforcement externe d'un élément en béton. Basant leur réflexion sur les prescriptions de l'Eurocode, ils mentionnent que dans la plupart des cas, ce sont les limites d'utilisation qui gouvernent lors de la conception et dégagent trois concepts importants :

- les différents modes de ruptures;
- la ductilité à l'ultime;
- le degré de renforcement.

Ils proposent ainsi trois phases de conception :

- dimensionnement des sections en assumant l'hypothèse d'une action composite parfaite entre le support de béton et le renforcement;
- vérification des différents cas de rupture d'ancrage;

- vérification des considérations particulières : coefficients d'expansion thermiques, résistance au feu, perte accidentelle du renforcement à l'ultime, etc.

Les auteurs recommandent d'éviter toute rupture fragile que ce soit l'écrasement du béton, la rupture du composite où celle de l'ancrage. Ils conseillent ainsi d'assurer un minimum de ductilité en garantissant une combinaison de la plastification des aciers avec un mode de rupture fragile, préférablement celle du composite. Ce besoin de ductilité peut limiter le degré de renforcement.

Le comportement de l'ancrage est un autre aspect important discuté par ces auteurs, qui indiquent que sa résistance dépend de la qualité du béton, soulignant que l'action composite entraîne des contraintes de cisaillement à l'interface béton – composite. Ces contraintes sont plus importantes aux extrémités du renforcement et peuvent provoquer le délaminage d'une partie du béton. L'efficacité du renforcement doit donc être calculée en tenant compte de sa déformation à la rupture qui dépend de la longueur d'ancrage.

Comme ces derniers, certains auteurs, tel que Meier (1995), présentent et discutent des différents modes de rupture fragiles provoqués par le décollement du composite. La Figure 2.1 représente les cas connus.

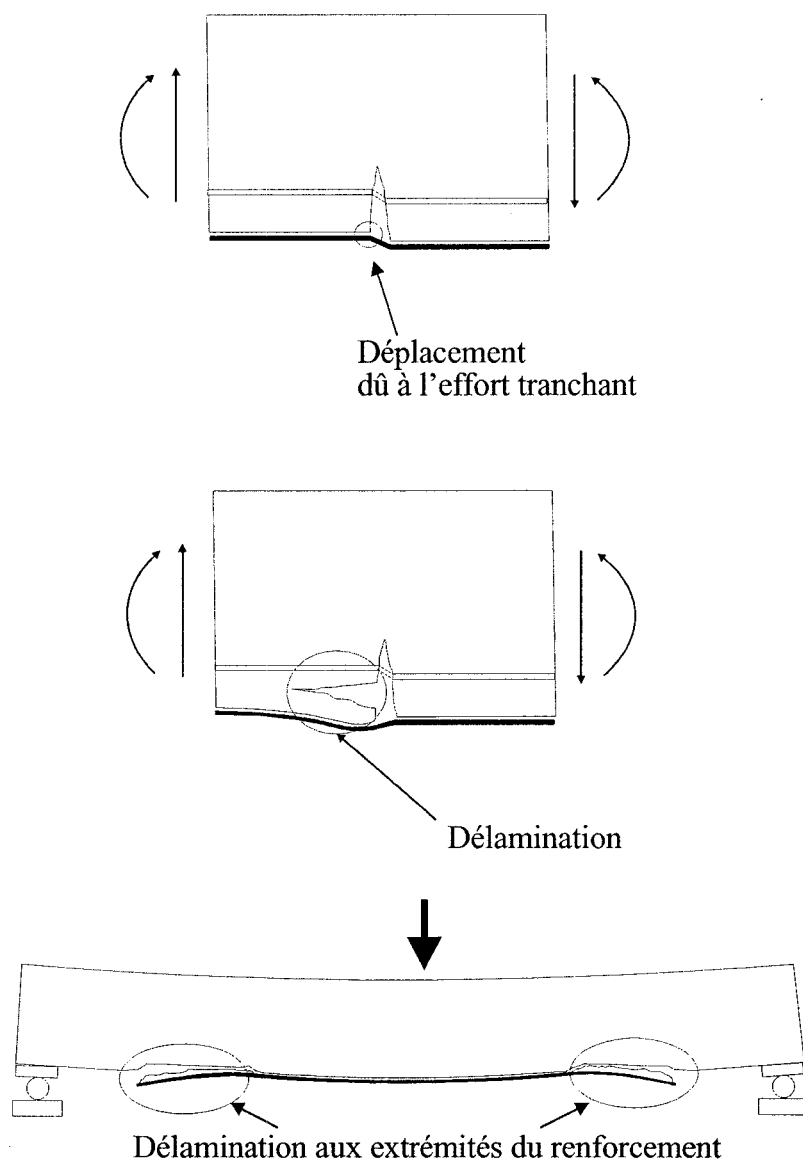


Figure 2.1 : Différents modes de décollement du composite

2.2 Étude de poutres en béton armé, renforcées à l'aide de matériaux composites

Le renforcement de poutres en béton armé a fait l'objet de nombreuses recherches. Les conclusions de certaines d'entre elles sont présentées ci-dessous.

Ritchie et al. (1991) ont étudié l'efficacité du renforcement externe en flexion. Le programme expérimental portait sur 16 poutres renforcées à l'aide de matériaux différents soit :

- les fibres de verre;
- les fibres de carbone;
- les fibres d'aramide.

La colle utilisée était de type époxy. Les essais ont montré que la charge ultime avait connu une augmentation allant de 40 à 97 %.

Une étude analytique et expérimentale sur l'utilisation des fibres de verre et des fibres de carbone à des fins de renforcement a été menée par Quantrill et al. (1996). Ceux-ci ont montré que le type et la quantité de renforcement avait une influence sur le comportement d'ensemble de l'élément renforcé. Ainsi, une augmentation de la section du renforcement entraîne une augmentation de la résistance et de la rigidité. De plus, l'utilisation des fibres de carbone améliore le comportement en service, augmente la résistance et la rigidité mais réduit la ductilité.

Arduini et Nanni (1997) ont complété une étude paramétrique analytique ayant pour objet l'effet du renforcement sur le comportement en service, la résistance et le mécanisme de rupture des poutres en béton armé. Les paramètres étudiés étaient : la rigidité, la longueur d'ancrage, l'épaisseur et la rigidité de l'adhésif. Les poutres

testées avaient un ratio hauteur/largeur de 0.5, 1.0 et 4.0. Les résultats ont montré qu'une rupture fragile pouvait survenir à des niveaux de charge bien inférieurs à ceux anticipés si on considère que le comportement en flexion est contrôlé par l'écrasement du béton et la résistance en traction du matériaux de renforcement. Une autre conclusion est que l'utilisation des matériaux composites permet d'augmenter considérablement la résistance au chargement et de limiter la flèche sous les charges de service. Neale et col. (1997) arrivent aux même conclusions.

2.3 Étude d'éléments en béton précontraint, renforcés par des matériaux composites

Manfroni et Di Tommaso (2000) ont réalisé une étude à la fois théorique et expérimentale. Les essais ont été réalisés sur des poutres en I précontraintes d'une portée de 10 m. Certaines de ces poutres ont été simplement renforcées afin d'augmenter leur capacité alors que d'autres ont été endommagées, en sectionnant certains câbles de précontraintes, puis renforcées.

Différents types de matériaux composites ont été étudiés soit :

- lamelles de fibres de carbone;
- tissus de fibres de carbone;
- tissu de fibres de verre.

Une simulation numérique a également été effectuée avec les hypothèses suivantes :

- le béton est caractérisé par un comportement non linéaire;
- la colle est considérée linéaire-élastique;
- le renforcement est supposé orthotropique, linéaire-élastique;

- l'interface béton-composite est représentée par les propriétés mécaniques obtenues des tests réalisés dans le même projet;
- l'interface est modélisée en réduisant les propriétés mécaniques des éléments finis en contact avec les matériaux composites.

Une comparaison entre les déformations théoriques et celles mesurées démontre que la section renforcée reste plane jusqu'à l'ultime. Cette étude a permis de dégager plusieurs conclusions :

- l'ancrage influence le comportement structural uniquement dans la phase d'endommagement et sa contribution dépend de la qualité, la quantité et la distribution du matériau d'ancrage;
- peu de colle ou une colle avec un module d'élasticité faible permet plus de ductilité et une charge maximale élevée; à l'inverse, beaucoup de colle ou une colle avec un module élevé entraîne un comportement plus rigide et plus fragile;
- dans la majorité des cas, la rupture est contrôlée par la résistance de l'ancrage à l'interface avec le béton et le composite n'atteint pas sa limite ultime;
- les poutres endommagées, et réparées avec une faible quantité de matériaux dans la zone détériorée, ont recouvré leur comportement d'origine; aucun problème d'ancrage n'a été constaté avant la rupture;
- ces dernières ont présenté une plus grande résistance et une plus grande ductilité que la poutre de contrôle.

2.4 Étude sur la longueur d'ancrage et préparation de surface

2.4.1 Considérations générales

De façon unanime, la longueur d'ancrage est considérée comme un paramètre très important lorsqu'on étudie le comportement d'un élément renforcé à l'aide de matériaux composites collés à la surface du béton. Ross et Dolan (2000) ont mené une étude expérimentale sur les différentes possibilités de préparation de la surface de béton. Il apparaît que la préparation au jet de sable est la plus efficace. Une étude effectuée par Chajes et al. (1996) portait sur la résistance de l'ancrage et les caractéristiques de la force de transfert. Elle consistait en un test de cisaillement avec longueur d'ancrage constante. Les paramètres étudiés étaient :

- la préparation de surface;
- le type d'adhésif;
- la résistance du béton.

Les résultats obtenus ont permis de dégager les conclusions suivantes :

- la préparation de surface affecte grandement la résistance de l'interface;
- l'utilisation d'une colle ductile n'est pas recommandée;
- la résistance de l'interface est directement proportionnelle à la résistance du béton en compression;
- il y a une valeur limite de longueur d'ancrage au-delà de laquelle la résistance n'augmente plus.

En prenant en considération cette étude, Beaudoin et Labossière (2000) ont entrepris un programme expérimental comprenant des tests d'arrachement et de flexion. Ils ont mis en évidence certains aspects. Ainsi, ils ont remarqué que la force est transférée

dans l'interface sur une très courte distance et que la longueur d'ancrage nécessaire pour développer la pleine capacité du joint est très courte mais reste insuffisante pour solliciter le renforcement à son maximum. Une autre remarque est la longueur de transfert très courte qui caractérise les lamelles étudiées (< 100 mm). Enfin, la charge théorique à partir de laquelle des problèmes d'ancrage sont prévisibles, anticipée par le modèle mathématique basé sur ceux de Bisby (1999) et Taljsten (1994), est bien plus faible que celle observée.

Bizindavvi et al. (2000) ont réalisé un projet afin d'éviter le décollement soudain des lamelles de fibres de verres. Au vue de cette étude, l'ajout de points d'ancrage dans le béton en utilisant des fibres noyées dans la résine, améliore le transfert de la charge et augmente celle-ci. Ces même essais ont permis de remarquer la rupture du coin de béton adjacent au début du joint.

2.4.2 Calcul de la longueur d'ancrage

Deux approches sont mentionnées ci-dessous : celle du fournisseur Sika (1997) et celle décrite dans le manuel du réseau ISIS Canada (2002).

2.4.2.1 Méthode Sika

L'équation proposée a été développée dans le but de prévenir une rupture soudaine par délamination du béton aux extrémités du renforcement. Elle a été calibrée pour des renforcements en aciers puis adaptée aux matériaux composites. L'expression est la suivante :

$$l_v = \frac{\left(\frac{T_{L,d}}{\phi}\right)^2}{(b_L^2 k t_e \tau_k)} \geq 20 \text{ po.} \quad (2.1)$$

avec

$T_{L,d}$: Résistance en traction d'une lamelle de fibres de carbone (kips)

b_L : Largeur d'une lamelle (po)

l_v : Longueur de développement (po)

k_r : Contrainte de référence (4.350 ksi)

t_e : Largeur équivalente d'une lamelle d'acier (po)

τ_k : Contrainte ultime d'ancrage d'après le tableau de Tausky (ksi)

ϕ : 0.7

Tableau 2.1 : Tableau de Tausky

f'_t, psi	215	315	400	450	475
τ_k, psi	725	1150	1575	1725	1875

Avec

f'_t : Résistance en traction du béton (ksi)

2.4.2.2 Méthode ISIS

Le manuel propose l'équation suivante :

$$l_{FRPd} = k_d E_{FRP} t_{FRP} \quad (2.2)$$

et

$$k_d = \frac{b_{FRP}}{b_w} \frac{\varepsilon_{FRPu}}{k \sqrt{f'_c}} \quad \text{pour } b_{FRP} \neq b_w \quad (2.3)$$

$$k_d = \frac{\varepsilon_{FRPu}}{k \sqrt{f'_c}} \quad \text{pour } b_{FRP} = b_w \quad (2.4)$$

avec

- E_{FRP} : Module élastique du renforcement (MPa)
- b_{FRP} : Largeur du renforcement (mm)
- b_w : Largeur minimale de l'âme sur la profondeur d (mm)
- f'_c : Résistance en compression du béton (MPa)
- k : Facteur de proportionnalité reliant l'adhérence de l'interface
moyenne à la racine carrée de la résistance en compression du béton
(MPa^{1/2})
- k_d : Facteur reliant la longueur de développement à la rigidité du
renforcement externe (MPa⁻¹)
- l_{FRP} : Longueur d'ancrage du matériau composite obtenue avec la méthode
ISIS (mm)
- t_{FRP} : Épaisseur de matériau composite (mm)
- ε_{FRPu} : Déformation ultime du renforcement

2.5 Applications réelles

Taljsten (2000) rapporte le renforcement réalisé sur deux poutres en béton précontraint supportant un pont roulant. Ces dernières avaient les dimensions suivantes : 1 x 2.3 x 17 m. Le matériau de renforcement était sous forme de tissu de fibres de carbone et a été appliqué sur une longueur de 2.65 m : 24 couches ont été superposées en flexion et 3 en cisaillement. La surface de béton avait été préalablement préparée au jet de sable et à la meuleuse.

Un test à échelle réelle a été entrepris sur les deux poutres du pont roulant sur lesquelles une charge correspondant à 90 % de la charge de service a été appliquée. Celui-ci a permis de constater que le renforcement à l'aide de fibres de carbone était réalisable et efficace, que ce soit en flexion ou en cisaillement, puisque un gain de 400 % de la résistance en flexion a été observé par rapport aux poutres originales. L'auteur souligne le fait que le renforcement peut changer le mode de rupture et provoquer une rupture fragile en cisaillement ou par écrasement du béton en compression.

2.6 Étude du comportement en fatigue

El-Deen et Korany (2000) ont conduit une étude expérimentale sur le comportement des poutres renforcées à l'aide de lamelles de fibres de carbone, sous l'effet de chargement cyclique. Les essais ont été réalisés sur trois poutres de 100 x 200 x 2700 mm réparées de façons différentes soit :

- réparation avec une bande collée sur toute la longueur de la face tendue;

- réparation avec une bande collée sur 80 % de la longueur de la face tendue;
- réparation avec deux bandes : 1 collée sur chaque face latérale.

La colle utilisé était un mortier à base d'époxy. Un pré-chargement correspondant à 80 % de la charge ultime de la poutre de contrôle a été appliqué. Des observations intéressantes ont été possibles, ainsi :

- une augmentation de capacité a été relevée (jusqu'à 51 % pour la poutre réparée sur les cotés);
- un gain plus faible pour la poutre renforcée sur 80 % de sa longueur a été noté comparativement à celle renforcée sur toute sa longueur;
- un meilleur contrôle de la fissuration a été remarqué pour les poutres réparées;
- la réparation sur les cotés donne des résultats similaires à celles sur la face tendue;
- les trois spécimens ont présenté des modes de rupture différents : écrasement du béton, délaminage du béton et décollement soudain du renforcement dans le tiers central.

La rupture par écrasement du béton s'explique par le fait que le renforcement externe, collé sur toute la longueur de la poutre, a transformé celle-ci en poutre surarmée conduisant ainsi à une rupture par écrasement. Dans la cas de la poutre réparée avec une bande collée sur 80 % de la face tendue, des fissures diagonales sont apparues aux extrémités de la bande puis se sont propagées horizontalement jusqu'à ce que l'enrobage de béton se sépare. Pour la troisième poutre, les fissures dues au pré-chargement se sont élargies et d'autres fissures étroites sont apparues entre celles-ci jusqu'au décollement soudain du renforcement.

Ferrier et Hamelin (2000) ont simulé analytiquement le comportement d'une poutre en béton armé renforcée soumise à des cycles de chargement. L'analyse était la même que pour une section conventionnelle en tenant compte cependant du comportement linéaire du matériau composite et du glissement de celui-ci à l'interface ainsi que de la perte d'effort que ce glissement implique. Les lois de comportement qu'ils ont utilisées ont été déterminées à l'aide d'essais cycliques réalisés sur trois poutres présentant un renforcement externe identique mais soumises à un chargement correspondant à une fraction de leur charge ultime. Le diagramme moment-courbure a été déterminé en fixant une déformation au béton et en calculant la position de l'axe neutre pour obtenir l'équilibre.

Dans un premier temps, l'adhérence entre le composite et le béton a été supposée parfaite. Le glissement a été pris en compte en fonction de la distribution des efforts de cisaillement à l'interface. Les propriétés du composite utilisé étaient les suivantes :

- $E = 50000 \text{ MPa}$
- $f_{FRP} = 520 \text{ MPa}$

Les chargements appliqués correspondaient à 30, 55 et 75 % de la charge de rupture, avec une fréquence de 1 Hz et une amplitude de 0.1 (charge complète puis 110 % de la charge complète). La charge la plus élevée a conduit à une rupture par délaminage du béton alors que les autres tests ont été arrêtés après un million de cycles sans avoir observé de rupture.

Parmi les observations réalisées, une augmentation généralisée des déformations indique l'évolution de chacun des composants et le transfert d'effort du composite vers l'acier dû à la fatigue de l'interface ce qui vérifie l'hypothèse du glissement. Aussi, le cisaillement développé à l'interface réduit l'effort dans le composite de 16 % après un million de cycles.

Parmi les conclusions apportées par les auteurs, ils mentionnent que la limite de charge devrait être celle de la plastification des aciers. Également, la fatigue dans l'acier et le béton sont les paramètres qui gouvernent la rupture pour les structures renforcées en flexion.

2.7 Divers

Spadea et al. (2000) ont décrit une campagne d'essais qui avait pour but de déterminer un système d'ancrage efficace afin d'éviter deux des problèmes majeurs rencontrés dans les cas de renforcement soit :

- la rupture fragile et catastrophique due au décollement prématuré du composite qui réduit la capacité de l'élément renforcé;
- le manque de ductilité qui est directement relié au décollement prématuré.

L'étude portait sur 6 poutres de 140 x 300 x 5000 mm renforcées à l'aide de lamelles de fibres de carbone de 80 mm de largeur et de 1.2 mm d'épaisseur présentant les caractéristiques suivantes :

- $E = 152\,000\text{ MPa}$;
- $f_{\text{FRP}} = 2300\text{ MPa}$

La résistance en compression du béton à 28 jours était de 30 MPa. Les raisons identifiées pour expliquer les décollement sont :

- le manque d'ancrage aux extrémités des lamelles qui provoque un mouvement différentiel entre le béton et le renforcement;

- le moment de flexion faible et l'effort de cisaillement important dont résulte la concentration d'effort normal et de cisaillement qui provoque le décollement;
- la présence de larges fissures de flexion-cisaillement loin des appuis et l'incompatibilité des déformations entre le béton et le composite qui provoquent un décollement local et accélèrent le processus de décollement.

Pour palier à ces phénomènes, plusieurs types d'ancrages ont été utilisés :

- aux extrémités pour contenir le mouvement dû aux contraintes normales et de cisaillement élevées à l'interface;
- le long de la section, des bandes en forme de U ont pour but de limiter le glissement entre les lamelles et le béton;
- dans la zone où le béton est comprimé afin de fournir un meilleur confinement du béton et d'augmenter la contribution de celui-ci.

La Figure 2.2 schématise la disposition des ancrages.

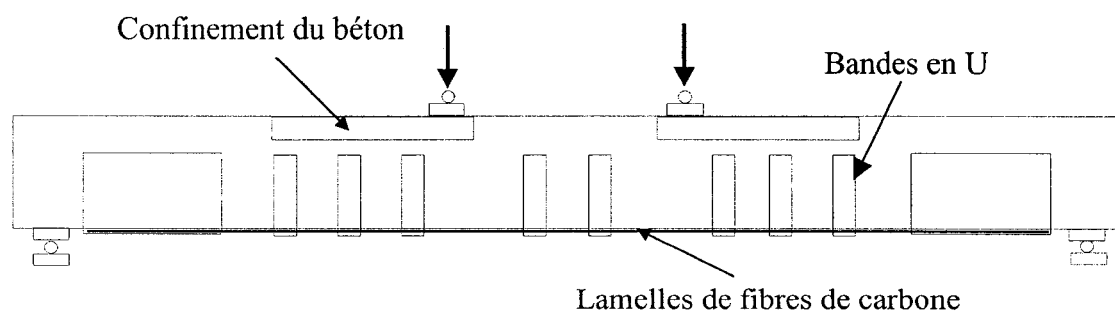


Figure 2.2 : Disposition d'ancrages contre le comportement fragile

Les modifications apportées ont permis d'attendre des déformations plus élevées dans le béton et une valeur de déformation du composite correspondant à sa limite théorique. La rupture a eu lieu par décollement progressif des lamelles, il n'y a pas eu de décollement explosif. La ductilité de la poutre de contrôle n'a cependant pas pu être atteinte.

2.8 *Sommaire*

Plusieurs points intéressants, lors de l'utilisation de matériaux composites, ressortent de la littérature parmi lesquels :

- Amélioration de la résistance et diminution de la ductilité;
- Décollement du composite avant l'atteinte de sa rupture dû à la rupture de l'interface composite – béton. Ce phénomène semble être un point faible mais il peut être amélioré en utilisant des bandes perpendiculaires au composite.

Chapitre 3

Élaboration du programme expérimental

3.1 Introduction

Dans un souci de réalisme, la conception des spécimens testés dans le cadre du présent mémoire s'est fait en fonction d'un cas existant : le pont Saint-Victor à Saint-Éphrem sur la route 271 du réseau routier québécois. Celui-ci se compose d'une seule travée de 31,8 m de longueur qui est constituée de quatre poutres AASHTO de type V. Les données relatives à cet ouvrage ont déjà servi à la validation du logiciel A.I.S (Charron, 2001) et celui-ci fera l'objet d'un exemple de renforcement externe afin d'illustrer les conclusions de ce programme expérimental à la fin de ce mémoire.

La Figure 3.1 présente la coupe transversale du pont alors que la Figure 3.2 montre une vue en élévation. La Figure 3.3 indique les dimensions des poutres AASHTO de type V tandis que la Figure 3.4 présente la disposition des torons dans la zone centrale du pont.

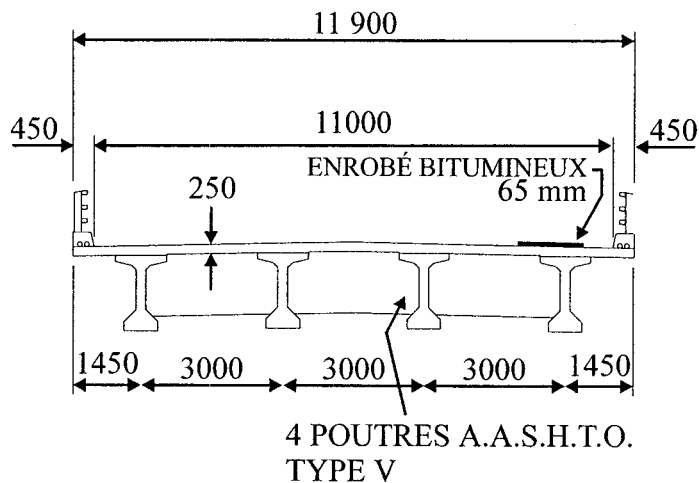
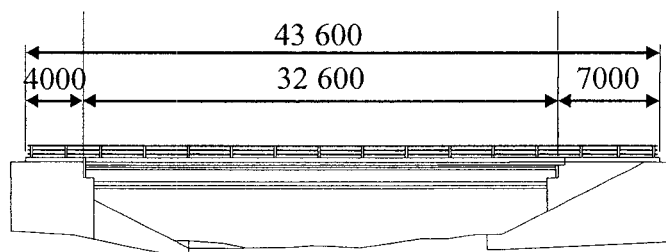
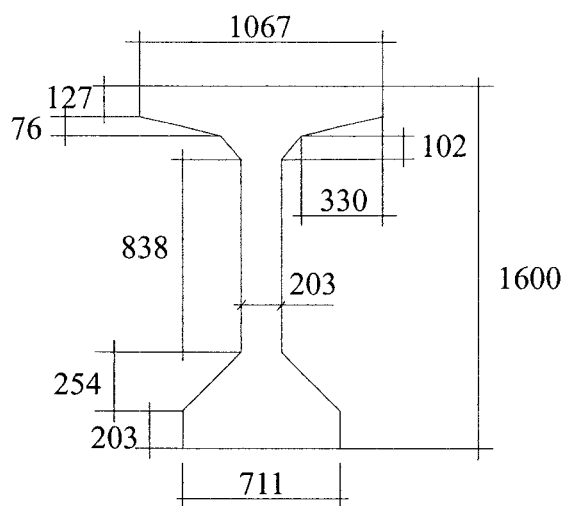


Figure 3.1 : Coupe transversale du pont Saint –Victor (dimensions en mm)



a) Élévation

Figure 3.2 : Vue en élévation du pont Saint –Victor (dimensions en mm)**Figure 3.3 : Dimensions (en mm) d'une poutre AASHTO type V**

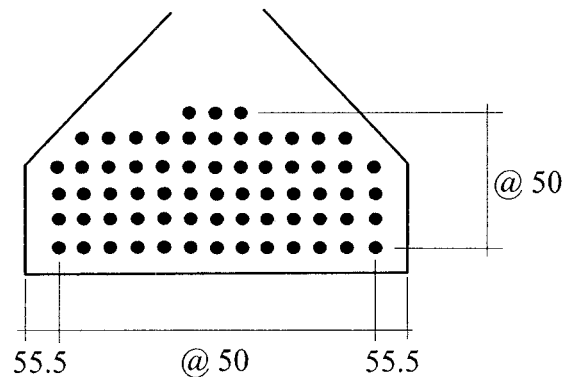


Figure 3.4 : Détails de la position des torons à mi-portée (dimensions en mm)

3.2 Choix et conception des spécimens

L'objectif du programme expérimental est la validation de l'outil de calcul A.I.S. Il a donc été décidé de faire l'essai de poutres où les contraintes dans le béton et la disposition des torons étaient semblables à celles des poutres réelles.

3.2.1 Design en flexion

Trois caractéristiques ont été reproduites dans les spécimens, soit le type de torons, leur position et l'état de contrainte à la fibre inférieure de la poutre. Ce dernier paramètre a été calculé à l'aide des données fournies par le MTQ. Après la prise en compte des pertes dues au fluage et au retrait du béton ainsi qu'à la relaxation des aciers, la contrainte de compression à la fibre inférieure a été calculée à 8,5 MPa. Il a donc été décidé d'utiliser des spécimens de section rectangulaire 750 x 250 mm comprenant quatre lits de précontrainte dans la partie inférieure et un lit de précontrainte dans la partie supérieure. Chaque lit est constitué de 4 torons de 12,7

mm de diamètre à basse relaxation, chaque toron consistant en 7 brins, dont la section nominale est de 98,7 mm². La Figure 3.5 montre la section retenue.

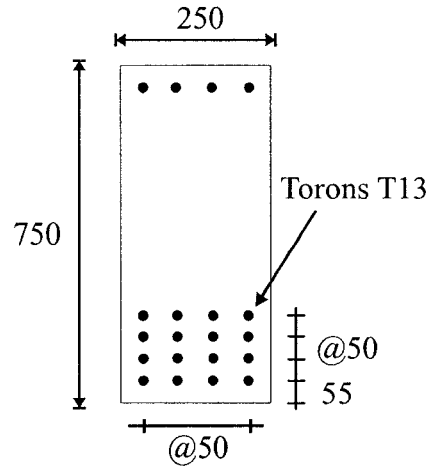


Figure 3.5 : Section type des spécimens (dimensions en mm)

3.2.2 Conception à l'effort tranchant

La conception pour l'effort tranchant a été faite en fonction de la capacité maximale de l'équipement disponible au laboratoire de structure de l'ÉPM. La longueur des spécimens a également été déterminée en tenant compte du moment maximal appliqué sur les spécimens et des caractéristiques du matériel disponible.

Le dimensionnement et la distribution des étriers ont été calculés à l'aide des équations de la méthode générale décrite dans la norme A23.3 (CSA, 1994) et mentionnées ci-dessous :

$$\phi_s f_y A_s + \phi_p f_{ps} A_{ps} \geq \frac{M_f}{d_v} + 0.5 N_f + (V_f - 0.5 V_s - \phi_p V_p) \cot \theta \quad (3.1)$$

avec

$$V_s = \frac{\phi_s f_y A_v d_v \cot \theta}{s} \quad (3.2)$$

où

- A_{ps} : Section d'acier de précontrainte (mm^2)
- A_s : Section d'acier conventionnel (mm^2)
- A_v : Section des étriers situés sur une longueur d'espacement s (mm^2)
- d_v : Distance perpendiculaire à l'axe neutre entre les résultantes des forces de traction et de compression (mm)
- f_{ps} : Contrainte dans les câbles à la résistance pondérée (MPa)
- f_y : Limite élastique des aciers conventionnels (MPa)
- M_f : Moment pondéré à la section étudiée (N.mm)
- N_f : Charge axiale pondérée agissant simultanément avec l'effort tranchant (N)
- s : Espacement des étriers mesuré parallèlement à l'axe longitudinal de la poutre (mm)
- V_f : Effort pondéré de cisaillement à la section étudiée (N)
- V_p : Composante de la force de prétension dans la direction de l'effort tranchant (N)
- V_s : Résistance pondérée des étriers (N)
- ϕ_p : Facteur de pondération pour les câbles de précontrainte
- ϕ_s : Facteur de pondération pour les aciers conventionnels
- θ : Angle des fissures par rapport à l'axe longitudinal de la poutre (degrés)

À l'aide de ces équations, on a supposé un angle θ des fissures de 30° et en posant un espacement d'étriers s différent selon la section étudiée, la quantité d'aciers conventionnels nécessaire pour résister à la composante longitudinale de l'effort tranchant a pu être déterminée. La Figure 3.6 montre le design final des spécimens ainsi calculés.

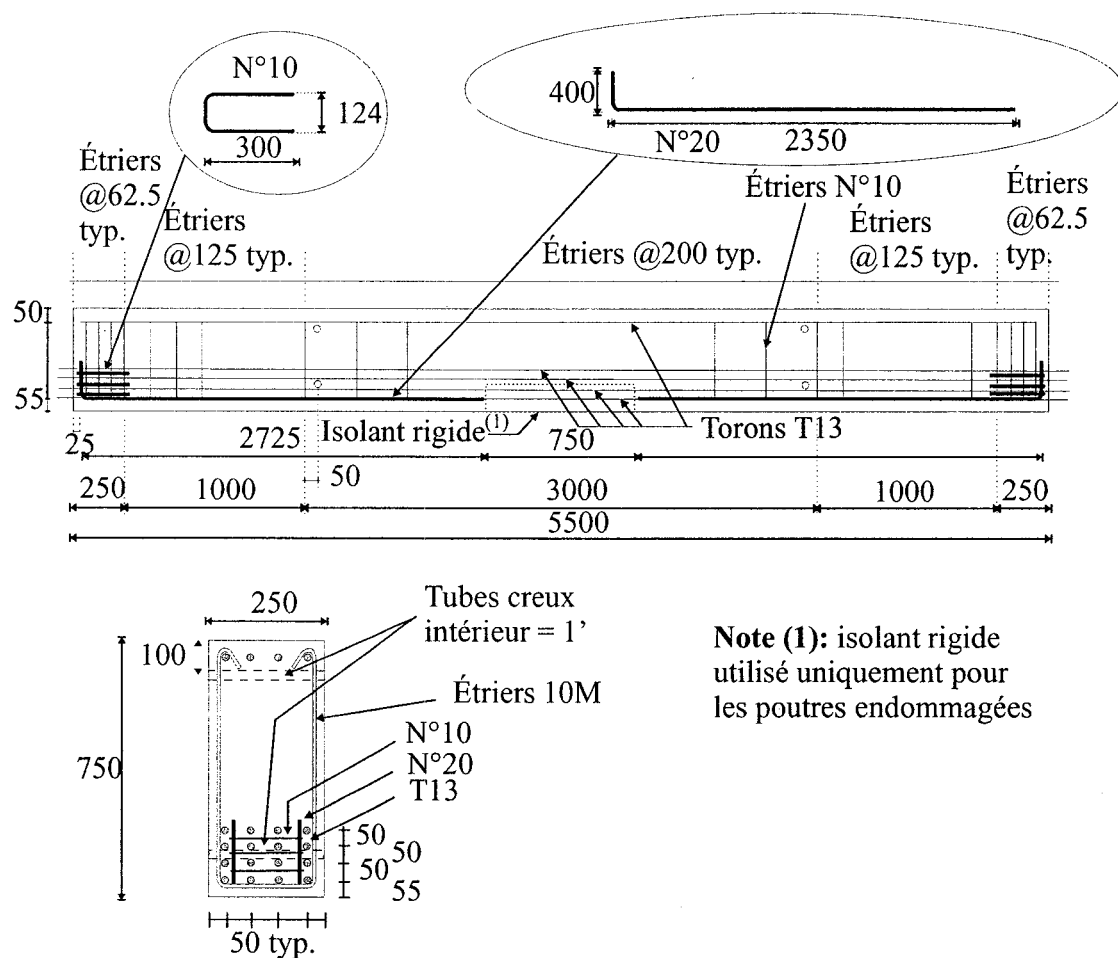


Figure 3.6 : Design final des spécimens

3.2.3 Choix de l'endommagement

Comme mentionné précédemment, le niveau d'endommagement est un des deux paramètres étudiés. Il a été choisi de tester deux configurations différentes soit une détérioration de 25 % des torons, ce qui correspond à un lit complet, soit une perte de 50 % de la force de précontrainte, ce qui correspond à deux lits complets. L'endommagement est simulé en sectionnant, à la mi-portée des poutres, le nombre de torons correspondant à la configuration souhaitée. La Figure 3.7 montre les trois configurations, soit A, intacte, B, 25 % d'endommagement, et C, 50 % d'endommagement. L'endommagement du béton est reproduit en utilisant un bloc d'isolant rigide avant la coulée du béton placé dans la zone centrale sur une longueur de 700 mm environ.

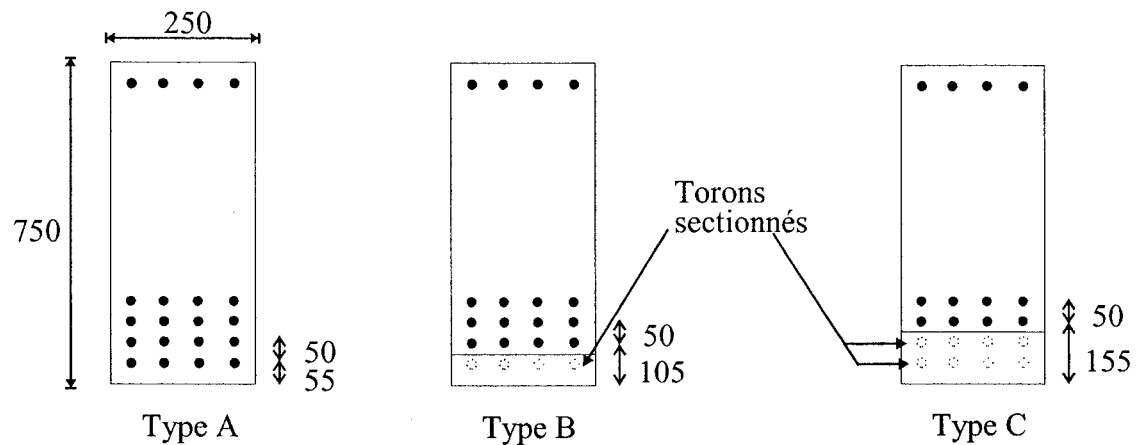


Figure 3.7 : Sections types

3.2.4 Niveau de réparation

La réparation consiste à remplacer le béton manquant par un coulis de réparation, afin d'assurer un enrobage et une finition satisfaisante, et à mettre en place la quantité de matériaux composites souhaitée sur la face inférieure de la poutre. Ce programme

expérimental se limite exclusivement à un type précis de matériaux composites soit des fibres de carbone sous forme de lamelles rigides liées au support de béton par une colle à base d'époxy, ayant la consistance d'un mortier. L'ensemble des fournitures pour les matériaux composites sont de la compagnie Sika.

Avec le niveau d'endommagement, l'autre paramètre étudié est le niveau de réparation, à savoir la quantité de renforcement passif fait de lamelles de fibre de carbone que l'on utilise pour remplacer les torons de précontrainte devenus inefficaces. Le matériau composite utilisé (CarboDur) est disponible en 3 largeurs différentes à savoir, 50 mm, 80 mm et 100 mm, et en 2 épaisseurs soit 1.2 mm ou 1.4 mm. Il existe 3 variantes (S, M, H) du même produit avec des modules d'élasticité et une déformation à l'ultime différents. Pour l'effet recherché dans ce programme expérimental, on utilise des lamelles de 1.2 mm d'épaisseur par 100 mm de largeur offrant une déformation à l'ultime maximale (CarboDur S1012) afin d'avoir une compatibilité des déformations, entre le béton et les lamelles, aussi bonne que possible dans le but d'éviter des contraintes de cisaillement à l'interface trop importantes. La quantité de renforcement nécessaire a d'abord été calculée pour obtenir la même résistance à l'ultime que les torons endommagés et ce avec l'équation :

$$\phi_{FRP} f_{FRP} A_{FRP} = \phi_p f_{ps} A_{psd} \quad (3.3)$$

où

- A_{FRP} : Aire de matériaux composite
- A_{psd} : Aire des torons endommagés
- f_{FRP} : Limite élastique du matériaux composite
- f_{ps} : Contrainte dans les câbles à la résistance pondérée
- ϕ_{FRP} : Facteur de pondération du matériaux composite

ϕ_p : Facteur de pondération pour les câbles de précontrainte

Cependant, les dimensions de la poutre limitent à deux la quantité maximale de lamelles de 100 mm pouvant être collées sur la face inférieure des poutres. Compte-tenu de ces deux conditions, il a été décidé d'utiliser deux configurations de réparations différentes soit : deux lamelles collées, ce qui représente 100 % de ce qui est réalisable, et une lamelle, ce qui correspond à 50 % du renforcement maximal possible. La colle utilisée est de type Sikadur 30.

3.2.5 Programme expérimental

L'ensemble du projet comprend les essais en flexion de huit poutres précontraintes dont sept endommagées puis réparées à des niveaux différents. Le Tableau 3.1 décrit l'ensemble des tests constituant le programme expérimental.

La poutre notée P correspond à un essai préliminaire de flexion sur une poutre en béton armé ayant des dimensions similaires aux poutres précontraintes du programme expérimental. Celle-ci était soumise à de la précontrainte externe afin de simuler l'action des câbles de précontraintes. Elle a été endommagée puis renforcée par deux lamelles de fibres de carbone afin d'avoir le même comportement qu'une poutre comprenant quatre lits de précontrainte, deux inefficaces et deux efficaces. Le but de cet essai était de mettre au point la technique de renforcement.

Tableau 3.1 : Récapitulatif des essais de flexion

Famille de spécimens	Identification des spécimens	Niveau d'endommagement	Niveau de Réparation	Type de test	Observations
A	A1	Aucun	Aucun	Statique	Poutre de référence
B	B1	1 lit endommagé 4 torons inefficaces	Précontrainte externe	Statique	Pour fin de comparaison
	B2		2 lamelles	Statique	/
	B3		1 lamelle	Statique	/
C	C1	2 lits endommagés 8 torons inefficaces	2 lamelles	Statique	/
	C2		1 lamelle	Statique	/
	C3		2 lamelles	Statique	Avec renfort d'ancrage maximum
	C4		1 lamelle	Fatigue à grande amplitude	5 x 10 cycles avec amplitude variable
P	P1	2 lits endommagés	2 lamelles	Statique	Essai préliminaire Béton armé et précontrainte externe / spécimen fabriqué au laboratoire de l'ÉPM

3.3 *Fabrication des spécimens*

3.3.1 Étapes de fabrication

Les huit poutres prévues dans le programme expérimental ont été fabriquées à l'usine de la compagnie Shockbéton à Saint-Eustache dans la région de Montréal. L'ensemble des spécimens a été coulé en deux séries de quatre poutres, les éléments de type A et B dans un premier temps, puis de type C dans une deuxième coulée. Dans tous les cas, les poutres ont été exécutées couchées sur une face latérale, comme le montre la Figure 3.8.

Les câbles de précontrainte ont été tendus individuellement à l'aide d'un vérin hydraulique, à travers les coffrages des quatre poutres disposés en série. Ils ont été ensuite coupés 24 heures après la coulée en s'assurant que le béton ait atteint une résistance en compression d'au moins 35 MPa.

La tension initiale dans chaque câble était de 13500 lbs, selon la calibration du vérin hydraulique, soit 60 kN, ce qui correspond à une contrainte initiale de 608 MPa. Le niveau de contrainte a été déterminé afin d'obtenir la valeur de contrainte requise dans le béton.

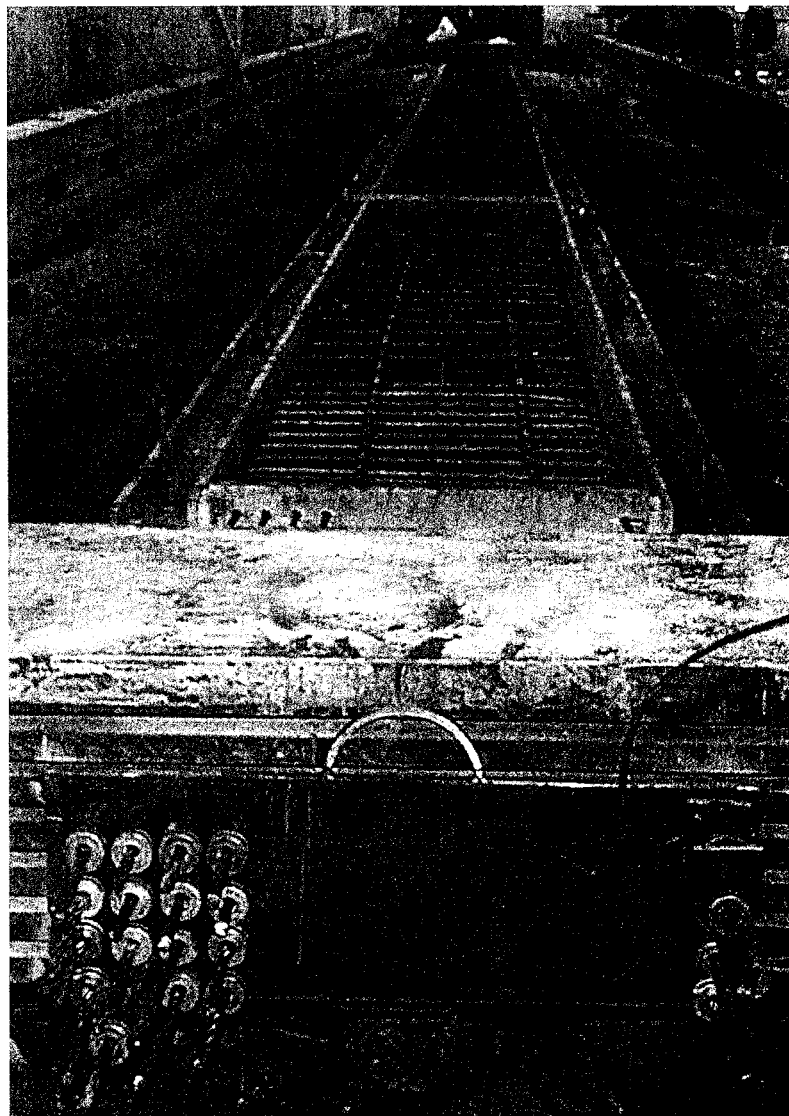
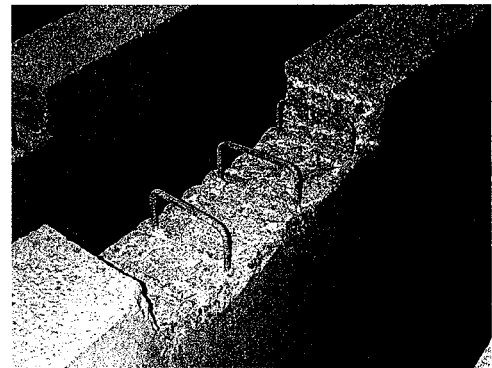
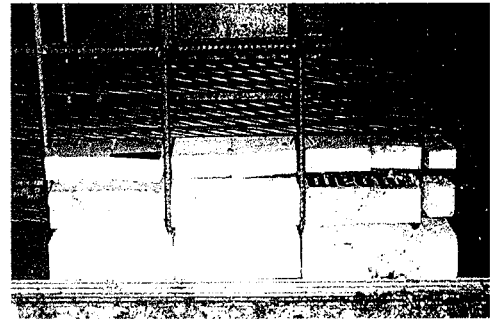
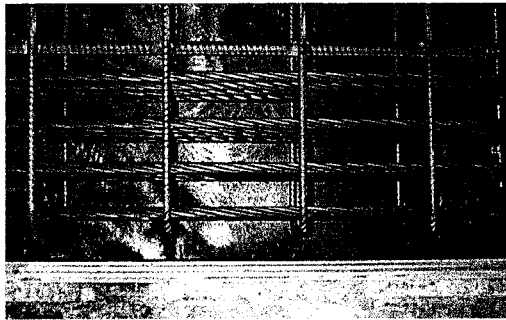


Figure 3.8 : Coffrage d'une série de 4 poutres

L'endommagement a été simulé à l'aide d'isolant rigide placé avant la coulée puis retiré pour laisser apparaître les câbles qui devaient être endommagés. Les câbles des lits endommagés ont été sectionnés à l'usine une fois la précontrainte relâchée. La Figure 3.9 présente les différentes étapes.



1 lit endommagé

2 lits endommagés

Figure 3.9 : Endommagement

Lors de la cure du béton, une toile isolante a été placée sur le béton pendant les premières 24 heures, comme illustré par la Figure 3.10, puis une toile de tissu a été maintenue humide pendant 3 jours.



Figure 3.10 : Cure du béton

3.3.2 Propriétés du béton

Le mélange de béton utilisé lors de la fabrication est présenté au Tableau 3.2 alors que le Tableau 3.3 regroupe les résultats des essais de compression réalisés en usine. Ce mélange a été utilisé dans le but d'obtenir une résistance à la compression à 28 jours de 50 MPa.

Tableau 3.2 : Mélange de béton

	Pour 1 m ³
Granulat (5/14) (kg)	1003
Sable (kg)	679
Ciment type 10 HSF (kg)	520
Eau (kg)	150
Entraîneur d'air (ml/100 kg de ciment)	350
Réducteur d'air (ml/100 kg de ciment)	150
Superplastifiant (ml/100 kg de ciment)	1200
Masse volumique* (kg/m ³)	2361

* en assumant que la densité des adjuvants \approx densité de l'eau

Tableau 3.3 : Essai de compression en usine

	Date	1 jour	à 7 jours	à 28 jours
Coulée n° 1	25 mars 2002	35.9 MPa	48.5 MPa	57.2 MPa
Coulée n° 2	2 avril 2002	44.3 MPa	50.6 MPa	56.6 MPa

3.3.3 Coulis de réparation

Le coulis de réparation utilisé pour combler la cavité de l'endommagement a été élaboré afin de répondre aux critères du MTQ pour un béton autonivelant qui sont principalement :

- étalement de 650 mm \pm 50 mm;
- teneur en air entre 6 et 9 %;
- rapport eau/liant entre 0.35 et 0.4.

Le mélange utilisé et ses caractéristiques sont mentionnés au Tableau 3.4.

Tableau 3.4 : Dosage du coulis de réparation

	Pour 0.02 m ³	Extrapolation pour 1 m ³
Ciment + SF (kg)	9.6	480
Pierre 8 mm (kg)	17	850
Sable (kg)	14	700
Entraîneur d'air (l) Euclid Air extra	0.14	7
Superplastifiant (l) Eucon 37	0.235	11.75
Eau (kg) Rapport E/C = 0.4	3.84	192
Étalement (mm)	550	/
% d'air	7.4	/

Il est intéressant de noter que la composition du coulis de réparation a été mise au point pour un volume faible (0.02 m^3). Pour un volume plus important, la qualité obtenue était moins bonne et la distribution d'air semblait hétérogène.

3.4 Réalisation des essais

3.4.1 Montage expérimental

Le test réalisé est un test de flexion avec deux points d'application de la charge permettant d'avoir un moment fléchissant constant dans la partie centrale de la poutre. La Figure 3.11 représente le montage expérimental alors que la Figure 3.12 illustre le dispositif utilisé pour éliminer toute interaction entre les appuis et le système de chargement.

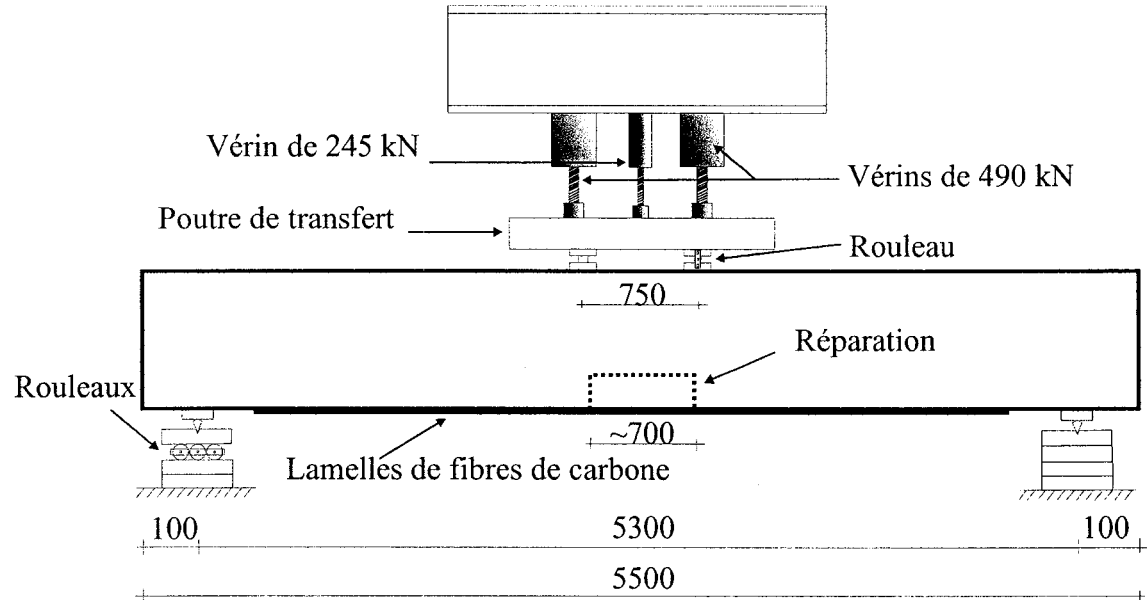


Figure 3.11 : Schéma du montage expérimental (dimensions en mm)

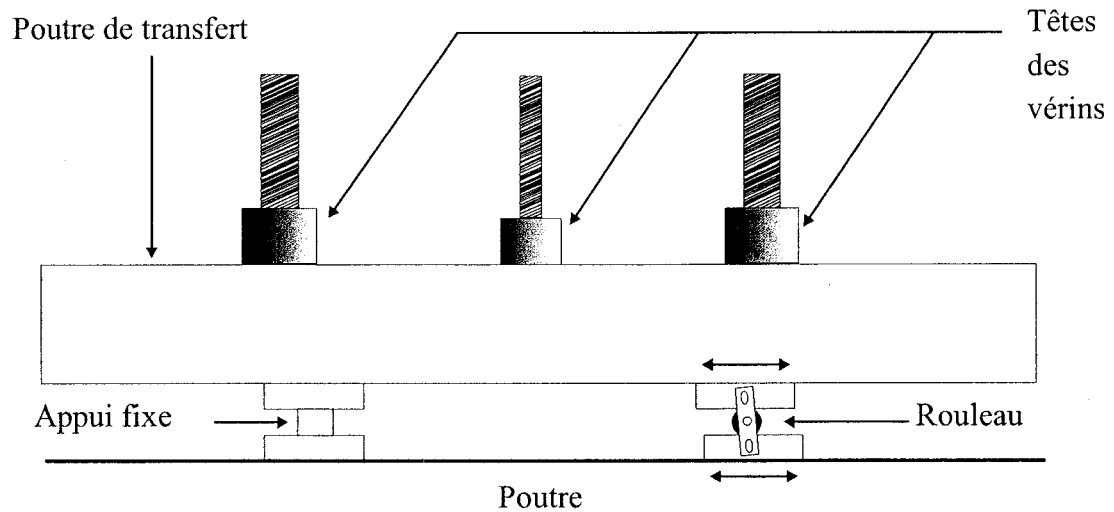


Figure 3.12 : Dispositif de transfert de charge

3.4.2 Instrumentation

L'ensemble de l'instrumentation se localise dans la zone centrale de la poutre, comme illustré sur la Figure 3.13 où quatre zones précises sont équipées de systèmes de mesure :

- la face supérieure de la poutre (jauges électriques);
- la fibre inférieure de la poutre (LVDT);
- les lamelles de fibres de carbone (jauges électriques);
- les faces latérales de la poutre au niveau des torons (repères mécaniques).

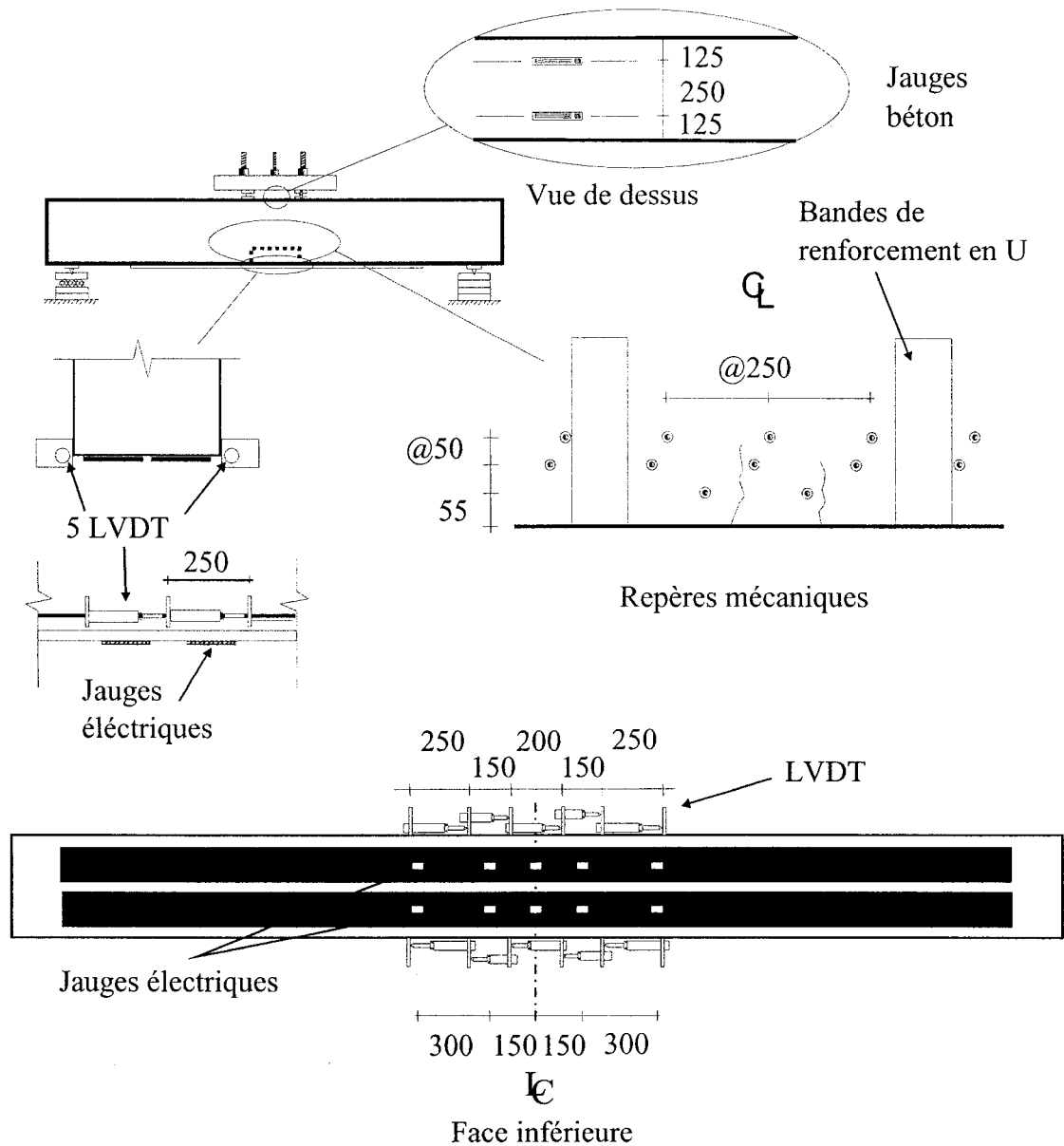


Figure 3.13 : Instrumentation des spécimens

Il faut mentionner qu'un LVDT, au centre de la poutre sur sa face supérieure a été installé pour mesurer la flèche durant l'essai.

Le Tableau 3.5 regroupe les spécificités techniques de l'instrumentation utilisée.

Tableau 3.5 : Caractéristiques de l'instrumentation

Instrumentation	Identification	Caractéristiques
Jauges à béton	EA-06-20 CBW-120	Facteur de jauge : $120.0 \pm 0.2 \%$
Jauges pour matériaux composites	CEA-06-375UW-120	Facteur de jauge : $2.065 \pm 0.5 \%$
Repères mécaniques	Plots Demec	Précision : $6.4 \times 10^{-6} \mu\epsilon$
LVDT	Hewlett-Packard	Course : ± 15 et ± 25 mm

Chapitre 4

Essais préliminaires et propriétés des matériaux

Dans le but d'obtenir les propriétés de certains matériaux et de faire ressortir les aspects importants liés au renforcement externe de poutres endommagées, une série d'essais préliminaires au programme expérimental a été réalisée. Ainsi, des tests sur le béton, sur les câbles de précontrainte et sur le matériau composite ont été effectués. En plus de cela, des essais de flexion sont venus compléter cette démarche afin de récolter le plus d'éléments pertinents à la réussite du programme expérimental. Il faut noter que l'un des tests en flexion a été réalisé à échelle réelle par rapport aux spécimens prévus dans le programme expérimental, celui-ci fera l'objet d'une analyse plus approfondie dans le chapitre 5.

4.1 Test de compression sur le béton

Pour chacune des deux coulées, l'ÉPM a prélevé six échantillons sous forme de cylindres, de dimensions 305 x 152,4 mm, destinés à être testés au moment des essais au laboratoire de structures de l'ÉPM. Au début et à la fin d'une série de quatre essais consécutifs des poutres provenant d'une même coulée, trois cylindres ont été soumis à un test de compression afin d'obtenir la résistance en compression et le module élastique. L'annexe A regroupe les courbes obtenues de ces tests. Le module élastique est obtenu avec la formule suivante :

$$E = \frac{(\sigma_{40\%rupt.} - \sigma_{\approx 50\mu\epsilon})}{(\epsilon_{40\%rupt} - \epsilon_{\approx 50\mu\epsilon})} \quad (4.1)$$

avec

$\varepsilon_{40\%rupt.}$: Déformation à 40 % de la résistance en compression

$\varepsilon_{\approx 50 \mu\epsilon}$: Déformation la plus proche de 50 $\mu\epsilon$

$\sigma_{40\%rupt.}$: Contrainte à 40 % de la résistance en compression

$\sigma_{\approx 50 \mu\epsilon}$: Contrainte avec une déformation $\varepsilon \approx 50 \mu\epsilon$

Le Tableau 4.1 résume les propriétés du béton obtenues de ces essais, alors que la Figure 4.1 illustre la réalisation de ces derniers.

Tableau 4.1 : Propriétés du béton

Identification des spécimens	Résistance en compression (MPa)	Module élastique mesuré (MPa)	Module calculé selon S6 (MPa)	Module calculé selon A23.3 (MPa)	Coefficient de Poisson
A	62.75	33 890	31 890	34 360	0.20
B1	67.0	33 830	31 460	35 270	0.21
B2	62.75	33 890	31 890	34 360	0.20
B3	67.0	33 830	31 460	35 270	0.21
C1	55.7	31 040	30 460	32 790	0.18
C2	55.7	31 040	30 460	32 790	0.18
C3	58.0	31 130	30 940	33 310	0.19
C4	58.0	31 130	30 940	33 310	0.19

avec

- Code S6-00 (CSA,2000) :

$$E_c = \left(3000\sqrt{f'_c} + 6900 \left(\gamma / 2300 \right)^{1.5} \right) \quad (4.2)$$

- Norme A23.3 (CSA, 1994) :

$$E_c = \left(3300\sqrt{f'_c} + 6900 \left(\gamma / 2300 \right)^{1.5} \right) \quad (4.3)$$

où

$$\gamma = 2361 \text{ kg/m}^3$$

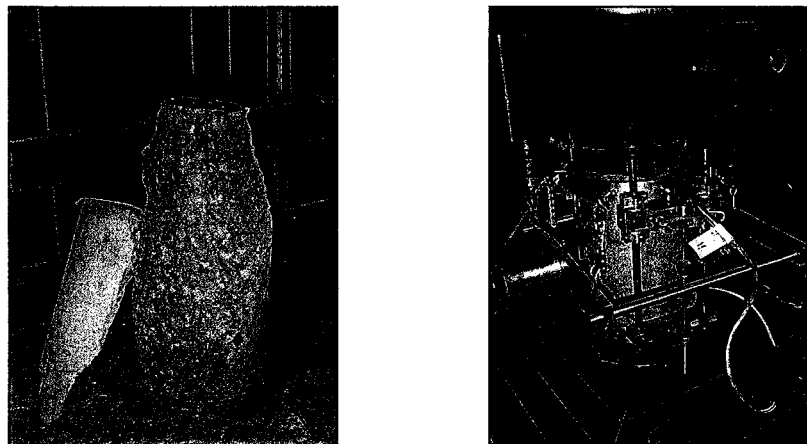


Figure 4.1 : Illustration des essais de compression

4.2 Essais de compression sur le coulis de réparation

Des cylindres, de dimensions 152.5 x 76.2 mm, prélevés lors de l'élaboration du coulis de réparation ont été testés afin de connaître les propriétés du coulis de réparation. Le Tableau 4.2 présente les résultats obtenus.

Tableau 4.2 : Propriétés du coulis de réparation

Résistance en compression (MPa)	24.3
Module élastique (MPa)	23 470

4.3 Essai de traction sur un toron de précontrainte

Un essai de traction axiale, mis au point par Charles-Philippe Lamarche à l'ÉPM (2001), a été réalisé sur un câble de précontrainte afin d'obtenir le module élastique de l'acier. L'échantillon étudié avait la même provenance que les câbles utilisés dans la fabrication des spécimens de poutre. La Figure 4.2 illustre le dispositif instrumental utilisé pour ce test.

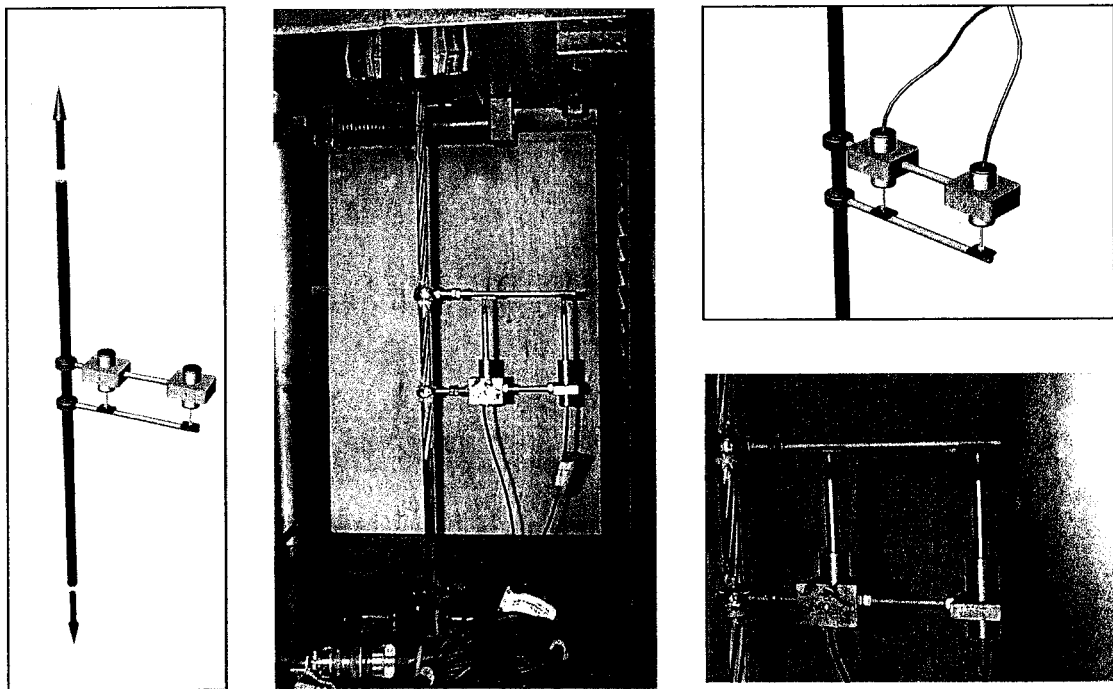


Figure 4.2 : Instrumentation de l'essai de traction sur le toron

Le protocole de l'essai a été répété trois fois sur le même échantillon. Cette expérience a permis d'obtenir les valeurs du module d'élasticité suivantes :

$$E_{ps1} = 199\,400 \text{ MPa}$$

$$E_{ps2} = 201\,700 \text{ MPa}$$

$$E_{ps3} = 205\,600 \text{ MPa}$$

On remarque que la valeur du module augmente avec la répétition de l'essai. On peut probablement expliquer ce phénomène par un réarrangement des brins d'aciers suite à l'effort de traction. En effet, lorsque sollicités, les fils du toron qui sont initialement torsadés ont tendance à s'aligner le plus possible. Une fois relâchés, il se peut qu'ils ne reviennent pas dans leur position d'origine et qu'une déformation résiduelle demeure, changeant ainsi la valeur du module dans le test suivant.

La Figure 4.3 illustre les résultats du premier essai de traction sur le câble. Les résultats ont été décomposés en deux courbes, et on peut voir que le module, obtenu par une régression linéaire, est différent selon la courbe. L'augmentation dans la deuxième courbe pourrait être le résultat d'un alignement des fibres d'acier.

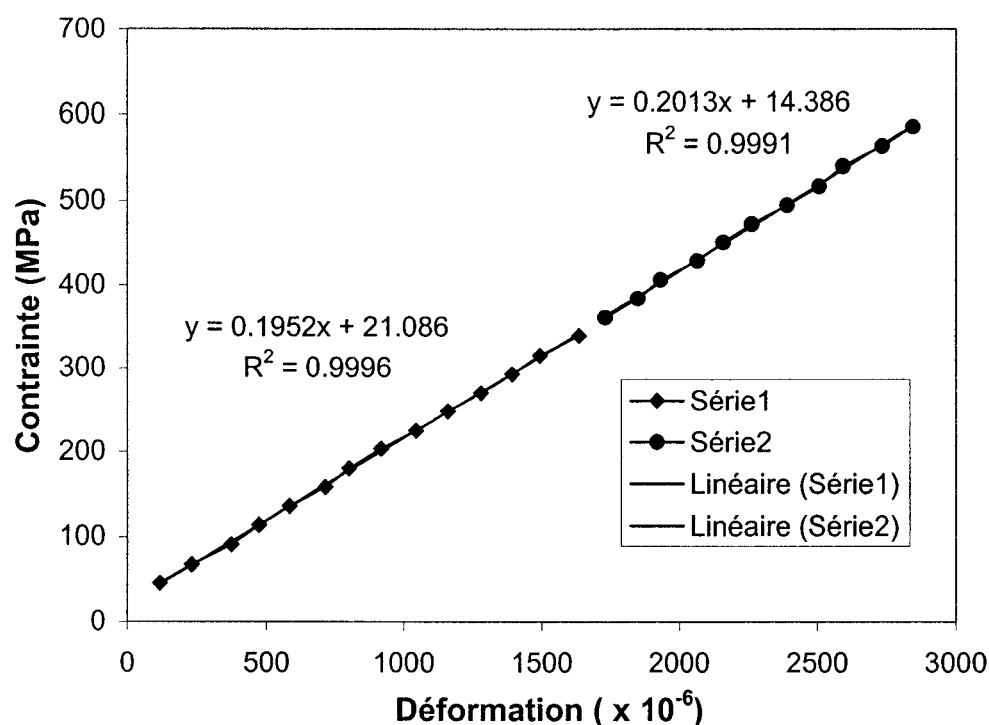


Figure 4.3 : Test de traction sur un câble de précontrainte

Dans le contexte de ce projet, il conviendra d'utiliser la plus grande des valeurs obtenues, soit 205 600 MPa, car elle correspond aux propriétés d'un câble sollicité en traction ayant déjà subi ce genre d'effort, ce qui est représentatif de la réalité.

$$\begin{aligned}
 E_{ps} &= 205\,600 \text{ MPa} \\
 f_{py} &= 1860 \text{ MPa (valeur théorique non vérifiée)}
 \end{aligned}$$

4.4 Essai de traction sur des lamelles de fibres de carbone

Un essai de traction axiale a été mis au point afin d'obtenir le module élastique et la charge de rupture du matériau. Le montage consistait en deux blocs de béton rectangulaires reliés par deux lamelles de composite collées sur les faces latérales et opposées des blocs tel qu'illustré sur la Figure 4.4.

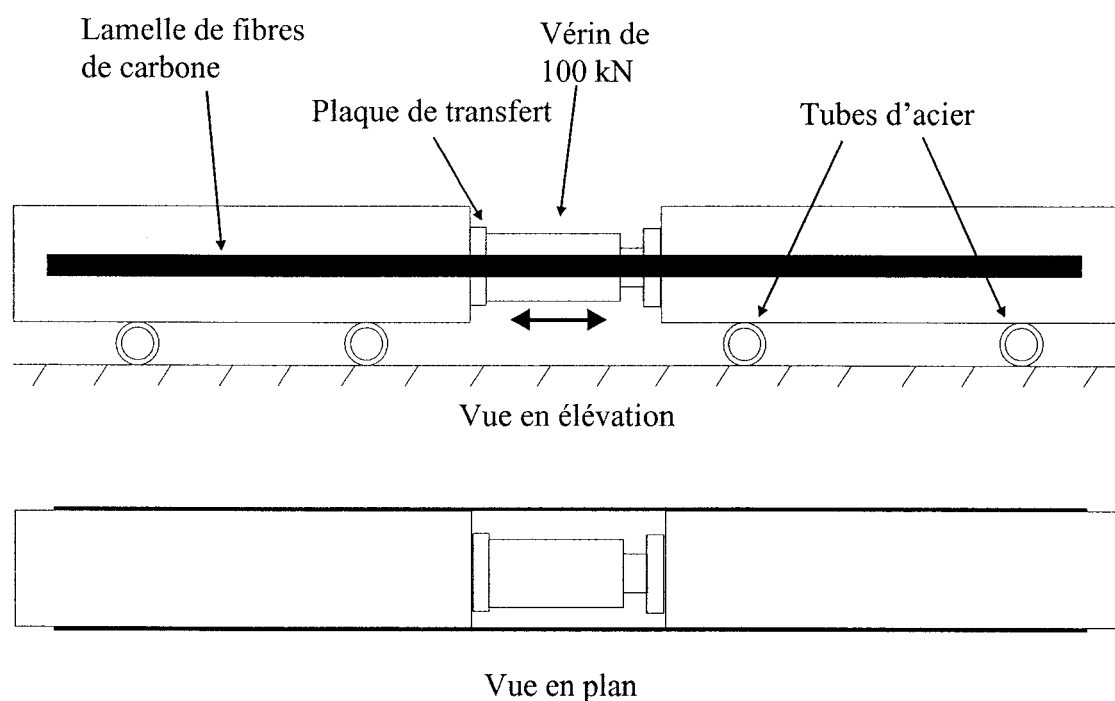


Figure 4.4 : Concept de l'essai de tirant pour le matériau composite

Une première tentative a été effectuée avec deux blocs de béton (1600 x 250 x 250 mm) reliés par deux lamelles de fibre de carbone d'une largeur de 100 mm. La résistance en compression du béton était de 53 MPa. Malheureusement des défauts d'alignement du montage n'ont pas permis d'obtenir les résultats souhaités. En effet, le décalage des blocs de béton a induit une asymétrie du chargement et les deux lamelles n'ont pas travaillé de façon égale. De plus, les

sollicitations produites par les défauts géométriques ont provoqué une rupture prématurée par décollement au niveau de l'interface composite-colle. La Figure 4.5 montre le montage de cet essai et l'annexe B présente quelques photos prises lors de l'essai.

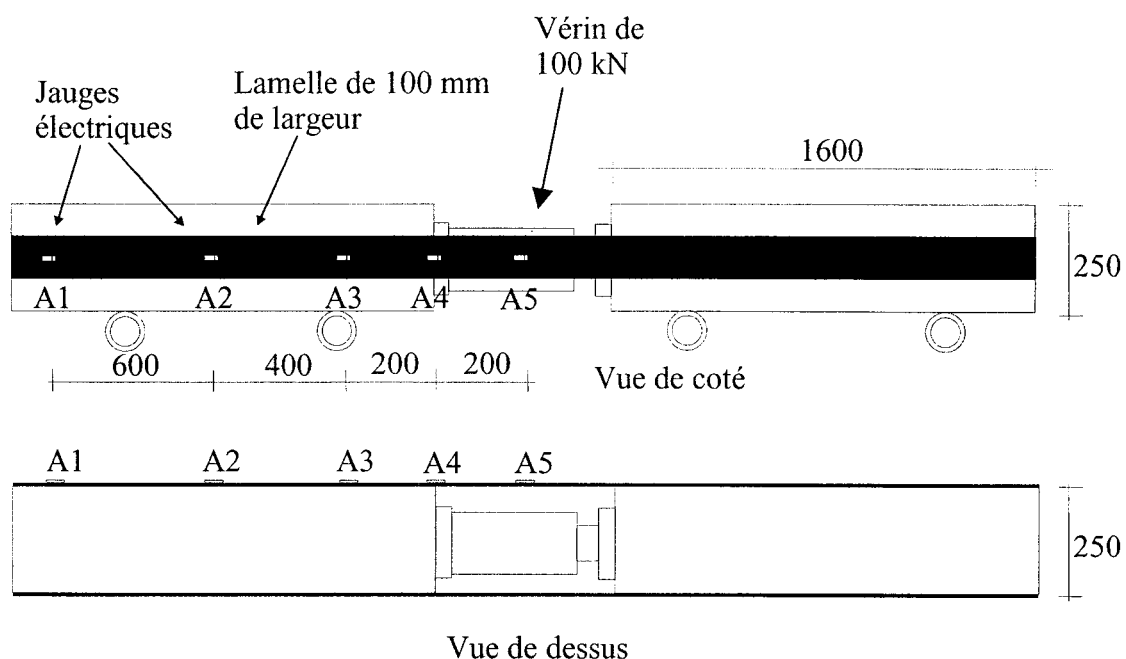


Figure 4.5 : Montage du premier essai de tirant

Bien que ce test n'ait pas permis d'obtenir les données recherchées, il a cependant mis en évidence certains aspects liés à l'utilisation des lamelles de fibre de carbone. Un des points identifiés est le comportement de la colle en traction. En effet, les défauts d'alignement des blocs et des lamelles ont induit des efforts de traction dans la colle qui a rapidement cédé, provoquant ainsi une zone de concentration de contraintes qui facilita alors la propagation du décollement jusqu'aux extrémités. La Figure 4.6 illustre ce phénomène.

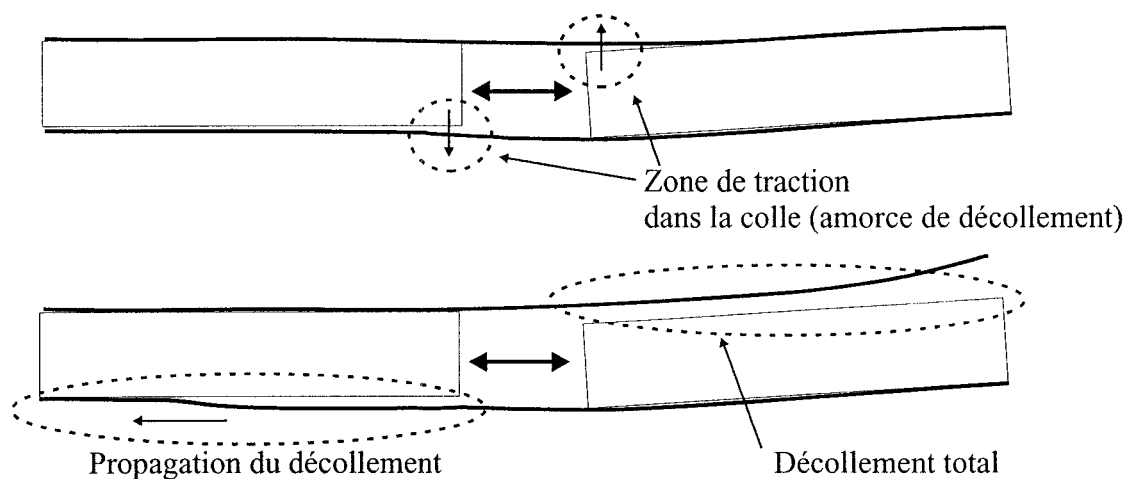


Figure 4.6 : Mécanisme de rupture du premier essai de tirant

Un autre aspect mis en évidence est la longueur de transfert de la lamelle de composite c'est-à-dire la longueur de la zone de transition entre l'état de sollicitation maximale quand la lamelle travaille seule et l'état où la lamelle et le béton, parfaitement liés, résistent ensemble à l'effort. La Figure 4.7 présente le graphique correspondant à leurs mesures.

de retenue latérale a été ajouté afin de prévenir le décollement prématuré des lamelles. L'instrumentation a également été limitée à deux jauges disposées au centre de chaque lamelle. La Figure 4.8 donne un aperçu du montage.

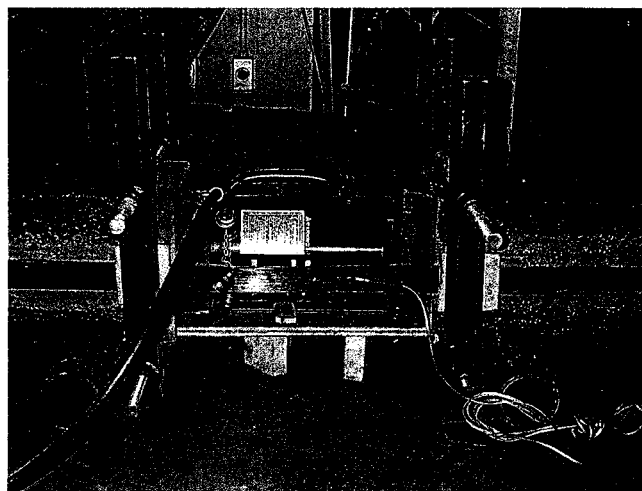
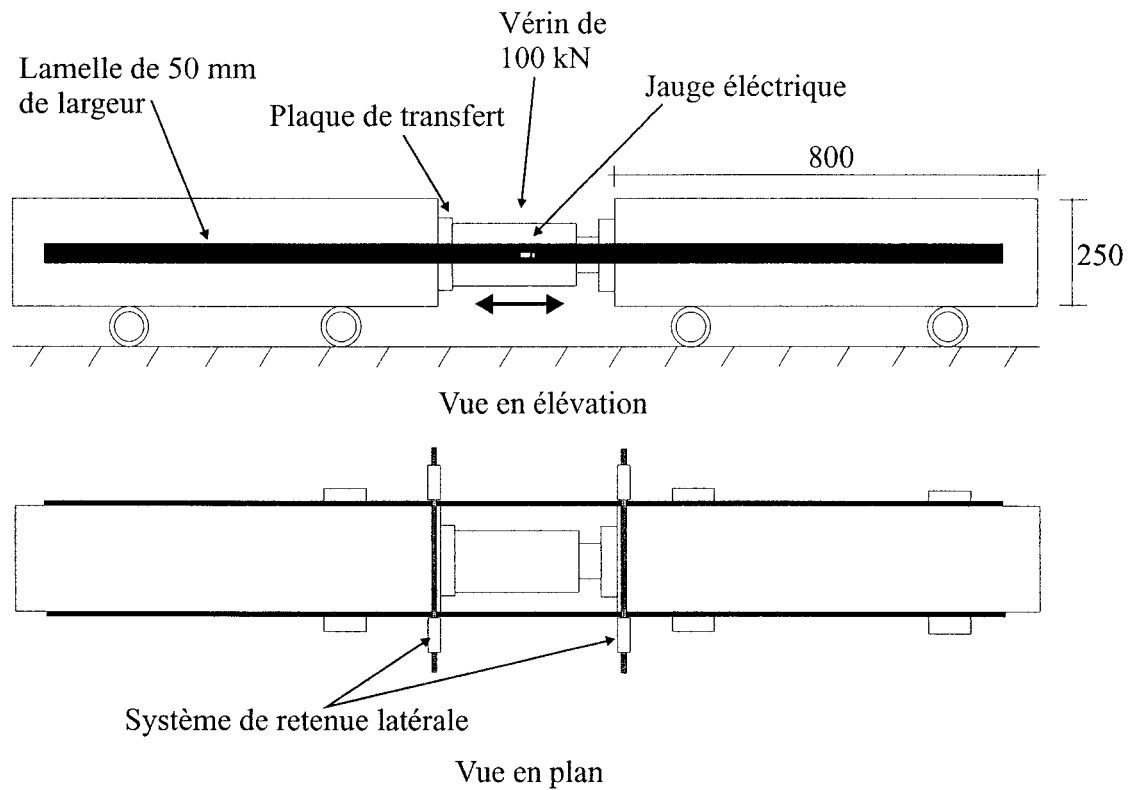


Figure 4.8 : Configuration du deuxième essai de traction

Les modifications apportées ont permis d'obtenir les données nécessaires pour calculer le module d'élasticité. La Figure 4.9 représente les mesures obtenues des deux jauges placées au centre de chaque lamelle (Nord et Sud).

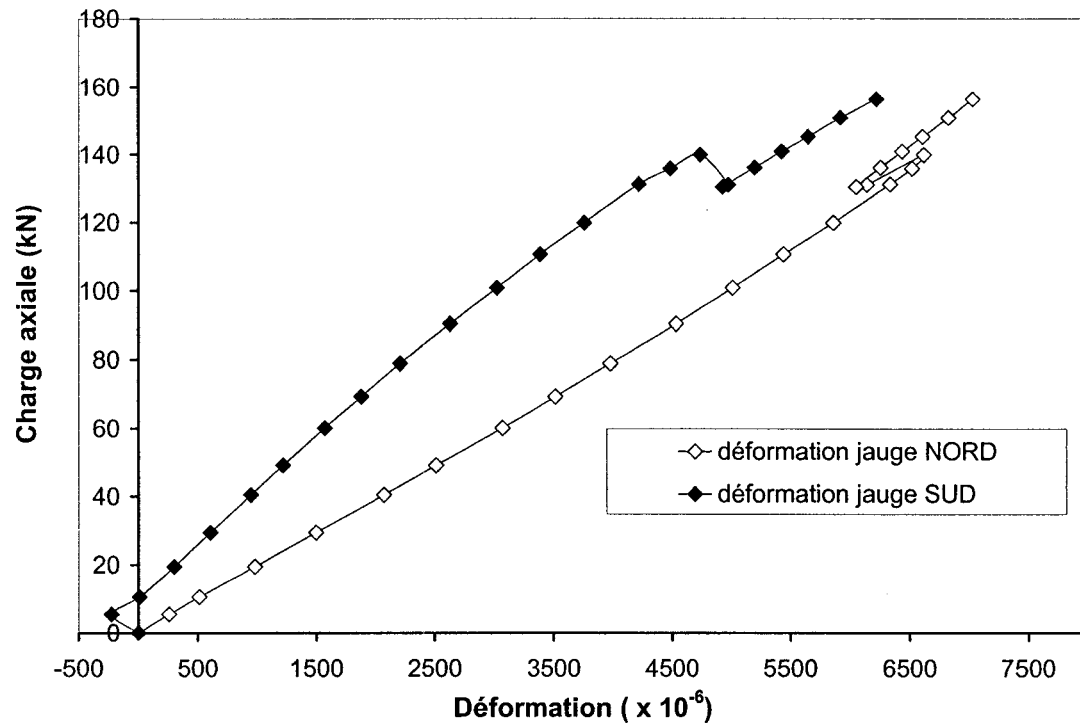


Figure 4.9 : Déformation du composite pour le deuxième essai de traction

La valeur du module a été calculée à l'aide des équations suivantes :

$$\sigma_N = \frac{\varepsilon_N}{\varepsilon_N + \varepsilon_S} \times \frac{P_{totale}}{A_{FRP}} \quad (4.4)$$

et

$$E_{FRP} = \frac{\sigma_N}{\varepsilon_N} \quad (4.5)$$

avec

A_{FRP}	: Aire d'une lamelle de matériaux composite
E_{FRP}	: Module d'élasticité du composite
P_{totale}	: Charge axiale totale appliquée
ε_N	: Déformation de la jauge nord du composite
ε_S	: Déformation de la jauge sud du composite
σ_N	: Contrainte dans le composite côté nord

En faisant la moyenne des deux jauges on a obtenu,

$$E_{FRP} = 207\,000 \text{ MPa},$$

avec aussi :

$$\text{Épaisseur} = 1.2 \text{ mm}$$

$$f_{FRP} = 2400 \text{ MPa (valeur théorique non vérifiée)}$$

Déformation à la rupture : entre 1.4 % et 1.9 % (valeur théorique non vérifiée)

Ce deuxième essai a également permis de faire ressortir un autre point intéressant, ainsi, la rupture du montage s'est produite par décollement au niveau de l'interface composite-colle avant d'atteindre la rupture de la lamelle de fibre de carbone, ce qui n'a pas permis de mesurer la contrainte ultime et la déformation ultime du matériau. L'initiation du mécanisme a eut lieu au niveau des coins de béton qui se sont détachés du reste du bloc malgré le dispositif de retenue latérale. Ce mode de rupture des blocs de béton a déjà été observé par Bizindavyi (2000). Le glissement et le décollement des lamelles de béton ont suivi. La Figure 4.10 illustre ce mécanisme.

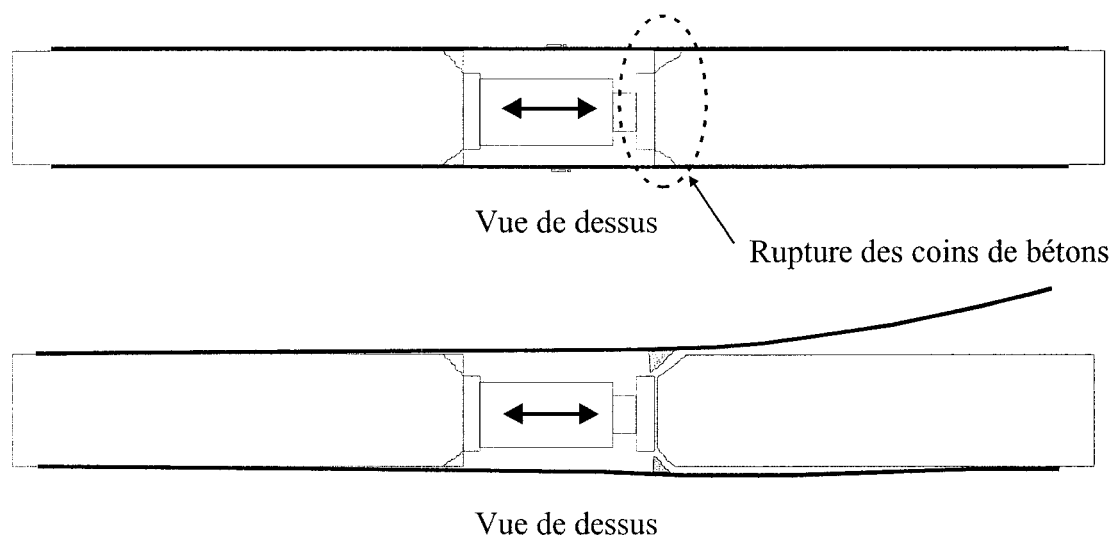


Figure 4.10 : Mécanisme de rupture du deuxième essai de tirant

4.5 Propriétés de la colle

La colle de type SikaDur 30, à base d'époxy, a été fournie par le fabricant des matériaux composites. C'est un mélange de deux composants différents avec un ratio de 3 (en masse). À l'application, elle se présente sous la forme d'un mortier assez consistant.

Les propriétés mentionnées ci-dessus sont les valeurs nominales provenant du fournisseur.

$$E_{colle} = 128\,000 \text{ MPa}$$

$$\text{Résistance en compression} = 62 \text{ MPa}$$

$$\text{Résistance en traction} = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Résistance en cisaillement} = 17 \text{ MPa}$$

$$\text{Résistance en traction (à l'interface béton)} = 2 \text{ MPa}$$

4.6 Essai de flexion sur prisme

Toujours dans le contexte des essais préliminaires, un test de flexion a été effectué sur un prisme rectangulaire de béton 250 x 250 x 1600 mm renforcé d'une lamelle de fibres de carbone, de 50 mm de large, collée sur la face inférieure. La résistance en compression du béton était de 53 MPa. Le but de cette expérimentation était de réaliser un test de flexion simple afin d'étudier la longueur d'ancrage et le comportement du composite. Le montage est représenté sur la Figure 4.11.

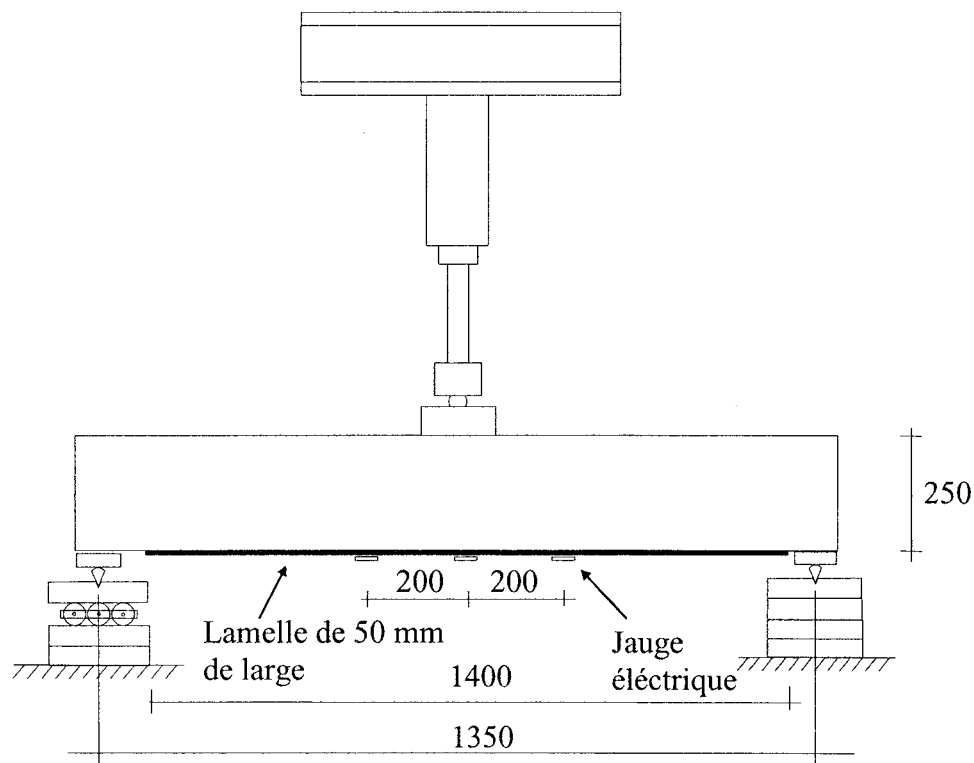


Figure 4.11 : Montage de l'essai de flexion sur prisme

Le mode de rupture observé a été le décollement de la lamelle à l'interface composite-colle, ce décollement a été soudain et n'a pas permis de localiser l'amorce du mécanisme. Ce dernier était prévisible puisque la longueur d'ancrage était inférieure à celle préconisée dans une des références :

Pour une lamelle de 50 mm de large :

- Selon le manuel ISIS : $l_{FRPd} = 430 \text{ mm}$
- Selon le guide Sika : $l_v = 985 \text{ mm}$

L'annexe C présente le détails des calculs.

La longueur d'ancrage dans cet essai était de 700 mm ce qui se situe entre les deux valeurs conseillées. Il est donc probable que le mode de rupture qui est survenu soit celui anticipé dans la référence de la compagnie Sika. En effet, bien que le composite se soit bien comporté dans la zone de moment maximal, soit la zone centrale, des contraintes de cisaillement importantes ont pu se développer aux extrémités de la lamelle dues à la courbure du spécimen et à la grande rigidité du composite, jusqu'au point où la rupture à l'interface a eu lieu. On a également pu remarquer le même phénomène d'écaillage du béton au droit des fissures mentionné dans l'essai de tirant. La Figure 4.12 présente les différents points cités ci-dessus.



Figure 4.12 : Essai de flexion à petite échelle

On peut aussi noter que le mécanisme de rupture a eu lieu alors que le composite travaillait environ à la moitié de sa capacité théorique. La Figure 4.13 appuie cette remarque.

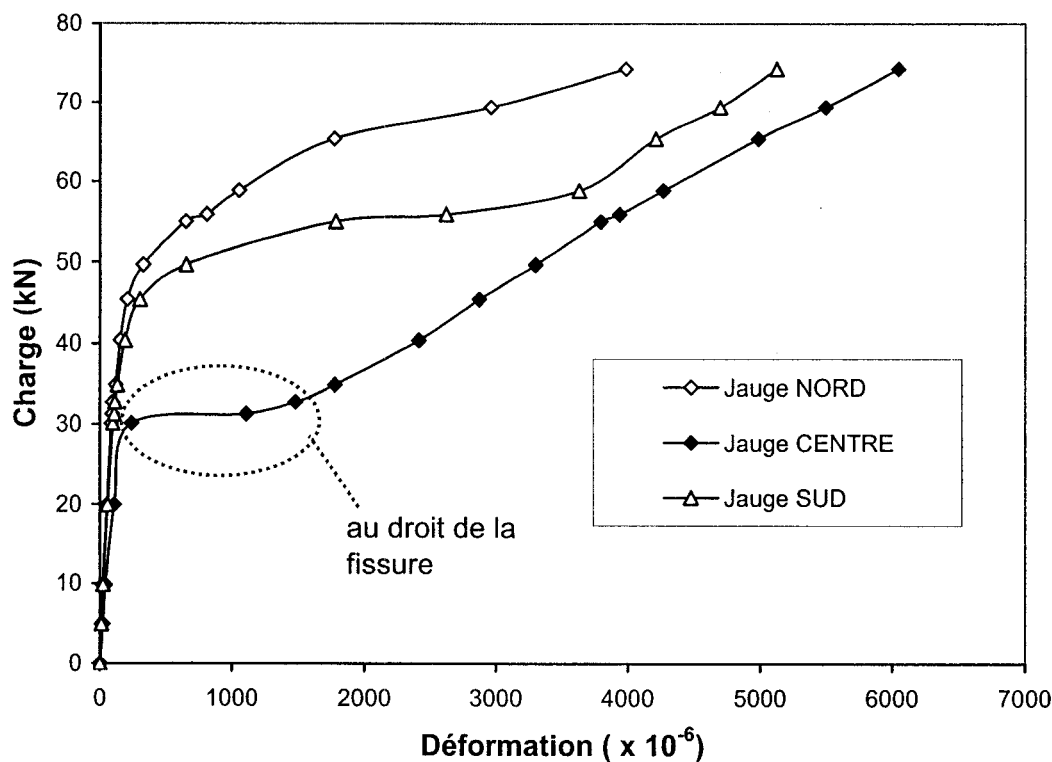


Figure 4.13 : Déformations du composite – essai de flexion à petite échelle

4.7 Observations recueillies

Les essais réalisés ont permis de faire ressortir certains phénomènes intéressants, parmi lesquels :

- mécanisme de rupture par décollement à l'interface composite-colle qui est différent de ce qui est souvent relaté dans la littérature;
- point de faiblesse du béton au droit des fissures (écaillage);
- le composite n'a travaillé qu'à la moitié de sa capacité théorique;
- faible comportement de la colle en traction et en cisaillement;
- longueur de transfert du composite de l'ordre de 200 mm. La validité de cette observation se limite cependant à la plage de contrainte

atteinte dans le composite puisque la rupture prématurée n'a pas permis d'atteindre un stade de sollicitation avancé;

Au vue de ces essais, on peut également conclure que les équations pour le calcul de la longueur d'ancrage ne semblent pas appropriées.

Il semble donc que la contrainte de cisaillement à l'interface composite – colle soit supérieure à la valeur admissible. Malgré ce phénomène, la pertinence du projet n'est pas remise en question puisque la zone d'étude se limite à la plage de contrainte jusqu'à laquelle la fissuration est stabilisée.

Chapitre 5

Essai préliminaire en flexion

5.1 Présentation générale

Tel que mentionné dans le chapitre précédent, un essai en flexion d'une poutre ayant des dimensions proches de celles prévues dans le programme expérimental a été réalisé au début du projet. Ce test avait pour but de récolter les informations nécessaires au bon déroulement de la campagne d'essai. Ainsi, il devait permettre une première sensibilisation quant au comportement d'une poutre renforcée de matériaux composites, et soumise à de la flexion, mais il devait également servir de validation pour l'efficacité de l'instrumentation utilisée et pour le protocole de réparation et notamment le collage des matériaux composites. Ce test, bien que présenté dans un chapitre ultérieur aux autres essais préliminaires, a précédé tous les autres et c'est à la suite de certaines des observations révélées par celui-ci qu'il a été décidé de réaliser certains des essais préliminaires décrit dans le chapitre 4.

5.2 Description du spécimen

Le but recherché étant, en autres, de valider le concept expérimental défini dans le chapitre 3, il a été décidé d'utiliser un spécimen ayant des caractéristiques représentatives des éléments faisant l'objet de la recherche. Il était cependant difficile de fabriquer une poutre en béton précontraint dans les installations du laboratoire de Structure de l'ÉPM, l'option d'une poutre en béton armé a donc été retenue. Dans la perspective d'obtenir un comportement similaire à celui anticipé pour les poutres précontraintes, un système de précontrainte externe a été prévu.

Le design de l'élément a été dicté par l'objectif de reproduire une poutre précontrainte avec quatre lits de précontrainte, dont deux sont endommagés et inefficaces, et renforcée avec deux lamelles de fibres de carbone de 100 mm de largeur. La Figure 5.1 représente le fruit de cette élaboration.

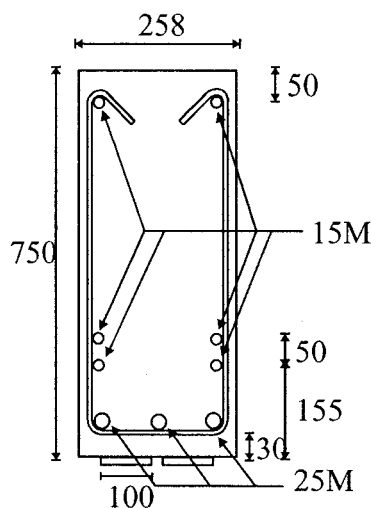


Figure 5.1 : Section du spécimen préliminaire

Les barres d'armatures No 15 ont pour but de remplacer les câbles de précontrainte encore actifs. On les retrouve donc placées au niveau du lit supérieur et des lits inférieurs les plus éloignés de la fibre inférieure de la poutre. Les barres No 25 remplacent les torons sectionnés et toujours présents, mais surtout, jouent un rôle important pour la résistance à l'effort tranchant. Leur section ainsi que l'espacement des étriers ont été calculés de la même façon que pour les poutres précontraintes selon la méthode décrite au chapitre 3. La Figure 5.2 illustre les caractéristiques géométriques définitives du spécimen.

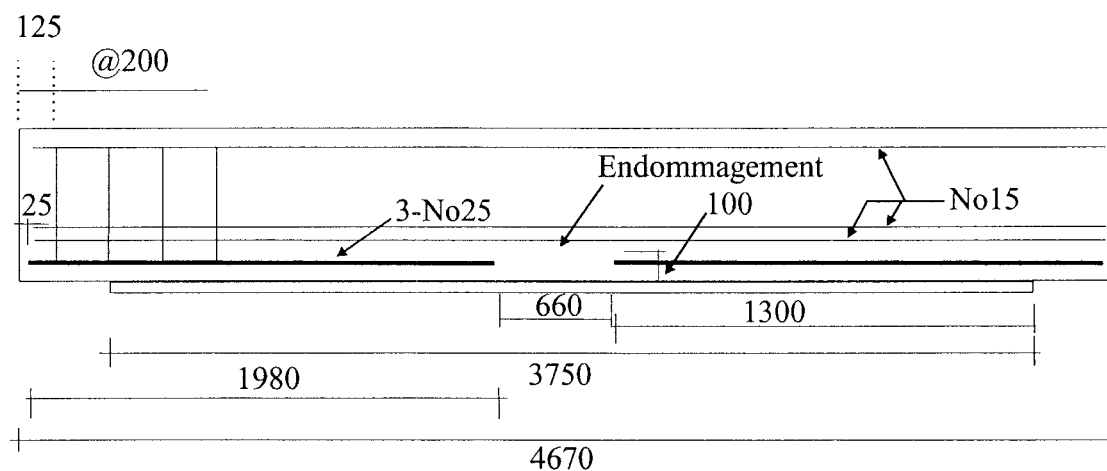


Figure 5.2 : Dimensionnement du spécimen

5.3 Description de l'essai

5.3.1 Montage expérimental

L'essai étant le même que celui du programme expérimental, le montage est lui aussi identique à celui de la Figure 5.3. On n'utilise cependant que deux vérins. L'annexe D présente des photos de l'essai.

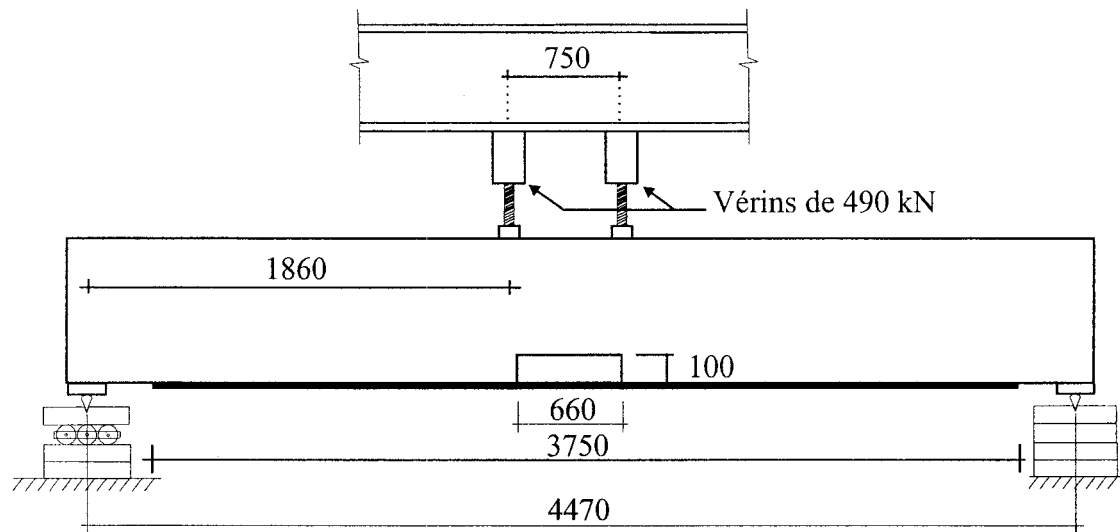


Figure 5.3 : Montage de l'essai préliminaire

5.3.2 Système de précontrainte externe

Afin d'exercer une force de précontrainte, un dispositif externe a été utilisé. Il consistait en deux barres Dywidag No 35 positionnées de chaque côté de la poutre au niveau du centre de gravité des barres No 15 remplaçant les torons actifs. La Figure 5.4 montre le système.

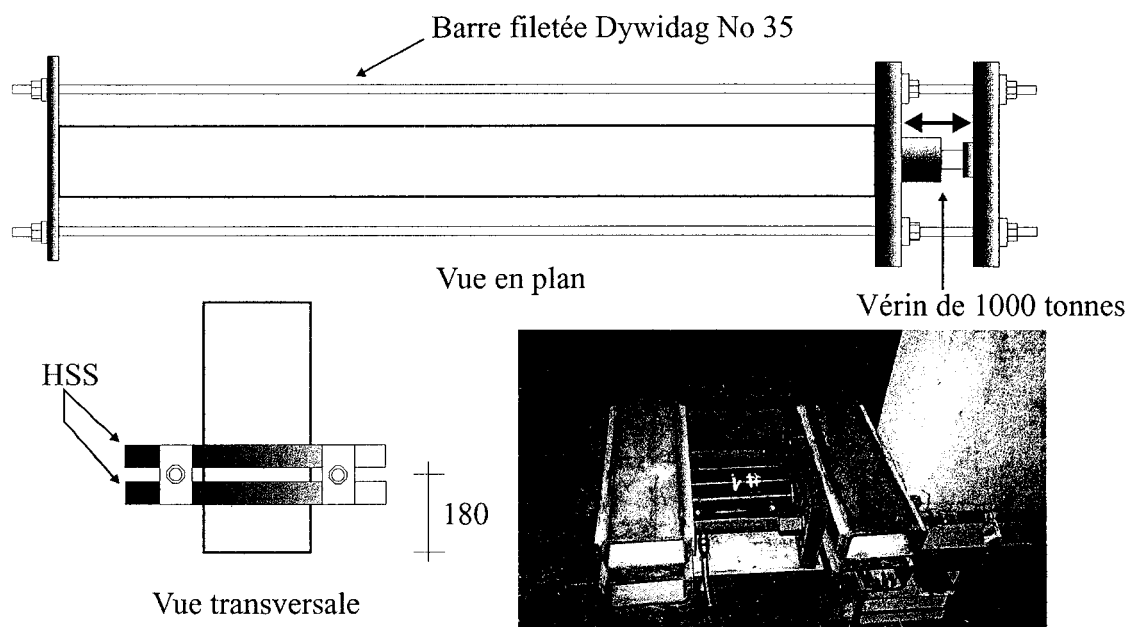


Figure 5.4 : Dispositif de précontrainte externe

Une force totale de 395 kN a été maintenue pendant toute la durée de l'essai. Elle correspond à la force qu'exerceraient deux lits de quatre câbles tendus à 500 MPa. Ce taux de précontrainte a été déterminé selon les mêmes principes indiqués au chapitre 3 pour les poutres précontraintes.

5.3.3 Instrumentation

Les caractéristiques des équipements utilisés ont été mentionnées dans le chapitre 3. La Figure 5.5 représente l'ensemble de l'instrumentation mise en place.

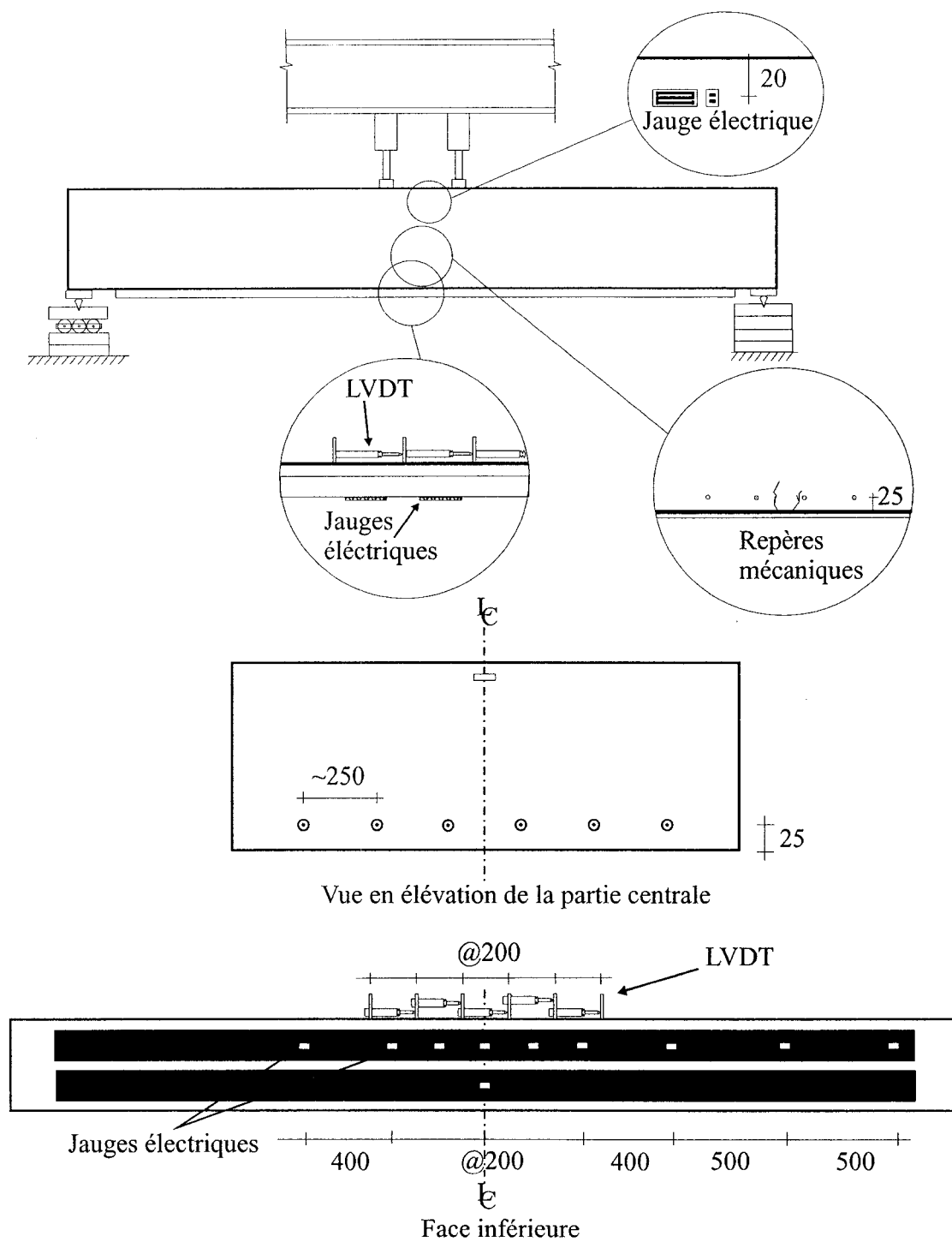


Figure 5.5 : Disposition de l'instrumentation

5.4 *Date de fabrication*

Le Tableau 5.1 présente les dates des deux coulées des poutres du programme expérimental et l'âge du béton lors de l'essai de chacune d'elles. La numérotation des poutres est la même que celle utilisée dans le tableau 4.1.

Tableau 5.1 : Date de fabrication et âge du béton

# Poutre	Date de la coulée	Âge du béton lors de l'essai (jours)
A	2 avril 2002	23
B1		31
B2		15
B3		37
C1	25 mars 2002	52
C2		51
C3		59
C4		58

5.5 *Préparation du spécimen*

5.5.1 **Fabrication**

La totalité des interventions nécessaires pour l'essai préliminaire a été réalisée au laboratoire de Structures de l'ÉPM. La poutre a été coulée à plat et l'endommagement a été simulé en plaçant un bloc d'isolant rigide dans la partie centrale du coffrage. Le béton utilisé avait les caractéristiques suivantes :

$$E_c = 38\,220 \text{ MPa}$$

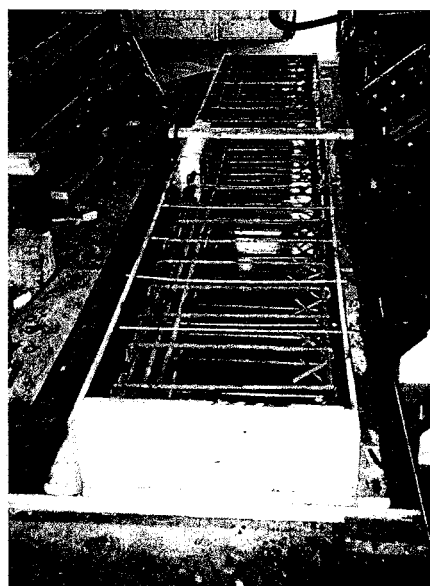
$$f'_c = 58 \text{ MPa}$$

$$\nu = 0.2$$

5.5.2 Réparation et renforcement

Suite à la coulée de béton, le décoffrage s'est effectué rapidement, cinq heures après la coulée, afin de dégager manuellement les granulats de la face inférieure et fournir une surface appropriée au collage des composites. Après avoir comblé la cavité de l'endommagement avec un coulis, la dernière étape consistait à poser les lamelles de fibres de carbone. Cette dernière intervention a été exécutée en suivant les indications du fournisseur des matériaux composites, et réalisée sous la supervision de Marc Demers, ingénieur de recherche du Réseau de Centres d'excellence ISIS Canada à l'Université de Sherbrooke.

Une couche de colle a été appliquée sur la surface de béton, les lamelles de carbone ont elles aussi été enduites sur la face en contact avec le béton. Après avoir positionné les lamelles, l'excédant de colle a été enlevé à l'aide d'un rouleau, afin de laisser une épaisseur de colle d'environ 3 mm. Suite à cette préparation le spécimen a été entreposé sept jours avant l'essai. La Figure 5.6 illustre les principales étapes de la préparation.



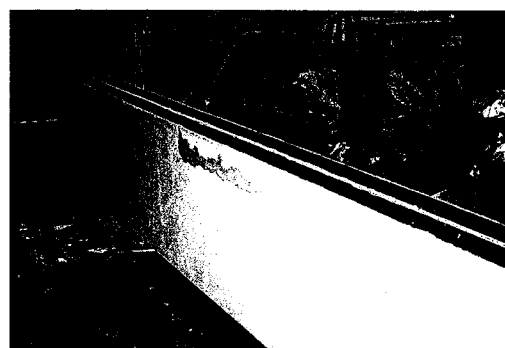
Coffrage



Préparation de surface



Endommagement



Réparation et renforcement

Figure 5.6 : Préparation du spécimen préliminaire

5.6 Résultats de l'essai

Après avoir appliqué la force de précontrainte, le chargement a été réalisé par incréments de charge totale de 25 kN pour commencer, puis de 5 kN par la suite. Des lectures électroniques ont été prises à chaque incrément et ce jusqu'à la rupture, alors

que, par mesure de sécurité, les lectures sur les plots Demec ont été notées jusqu'à ce que la totalité de la fissuration soit apparue.

5.6.1 Déformations dans le béton

Les LVDT et les jauges à béton ont permis de mesurer la déformation à 20 mm de la fibre supérieure et à la fibre inférieure. La Figure 5.7 a été tracée à partir de la moyenne des mesures obtenues des LVDT placés dans la partie centrale de la poutre et de la moyenne des jauges placées à la fibre supérieure.

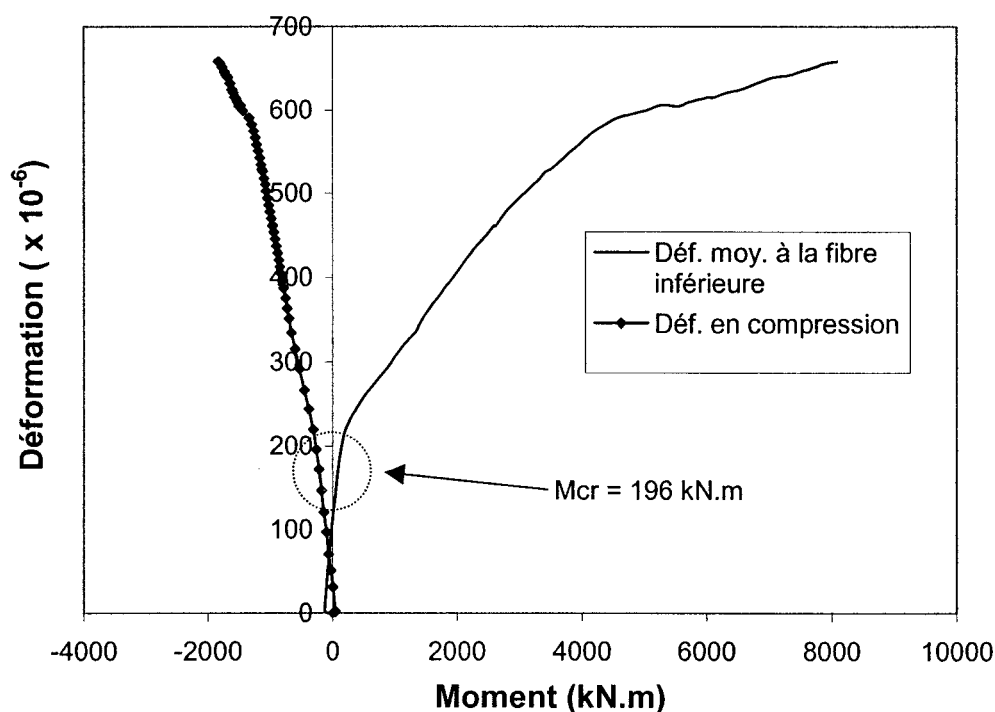


Figure 5.7 : Déformation du béton – essai préliminaire

Informations indicatives :

- À la fissuration :
 - $M_{cr} = 196 \text{ kN.m}$
 - Déformation à la fibre inférieure : 131×10^{-6}
 - Déformation en compression : $- 267 \times 10^{-6}$

- À la rupture :
 - $M_{max} = 659 \text{ kN.m}$
 - Déformation à la fibre inférieure : 8089×10^{-6}
 - Déformation en compression : -1842×10^{-6}

5.6.2 Déformation dans le composite

L'évolution de la déformation maximale dans le composite mesurée par l'ensemble des jauges placées sur les lamelles de composite est illustrée par la Figure 5.8.

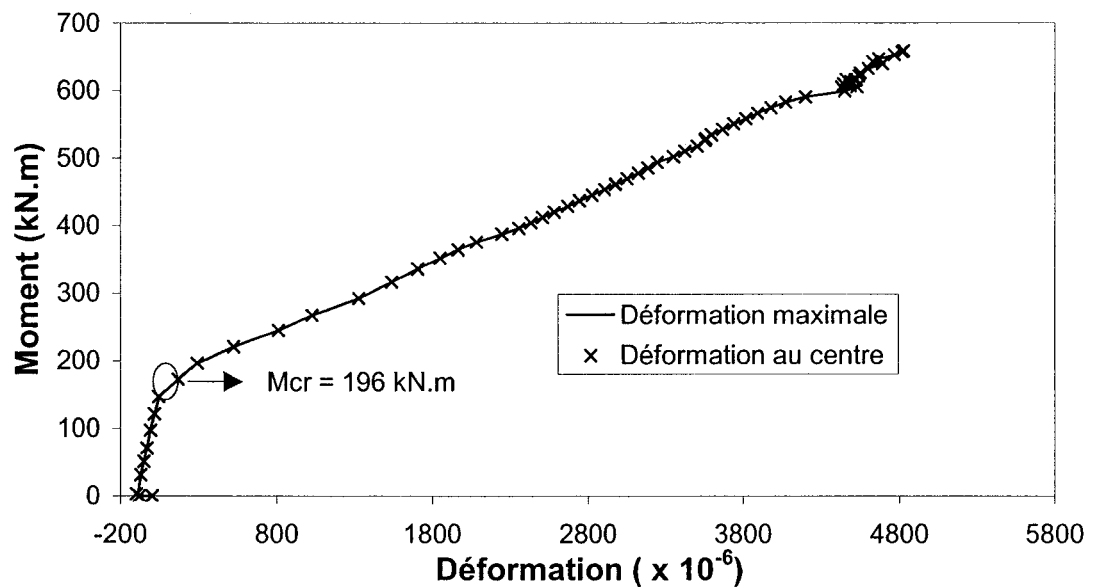


Figure 5.8 : Déformation du composite

On peut remarquer que les courbes de déformation maximale et de déformation au centre de la poutre sont confondues. On peut en déduire que la sollicitation maximale du composite est dans la partie centrale de la poutre tel que c'était anticipé. La localisation exacte d'une fissure n'étant pas prévisible, il était impossible de positionner les jauges électriques afin d'obtenir la déformation maximale au droit de la fissure et un doute peut subsister quant à la mesure de la déformation maximale absolue du composite. La Figure 5.9 représente l'allure de la distribution de la contrainte le long d'une lamelle en posant $E_{FRP} = 210\,000 \text{ MPa}$ et ce pour des valeurs de charge différentes.

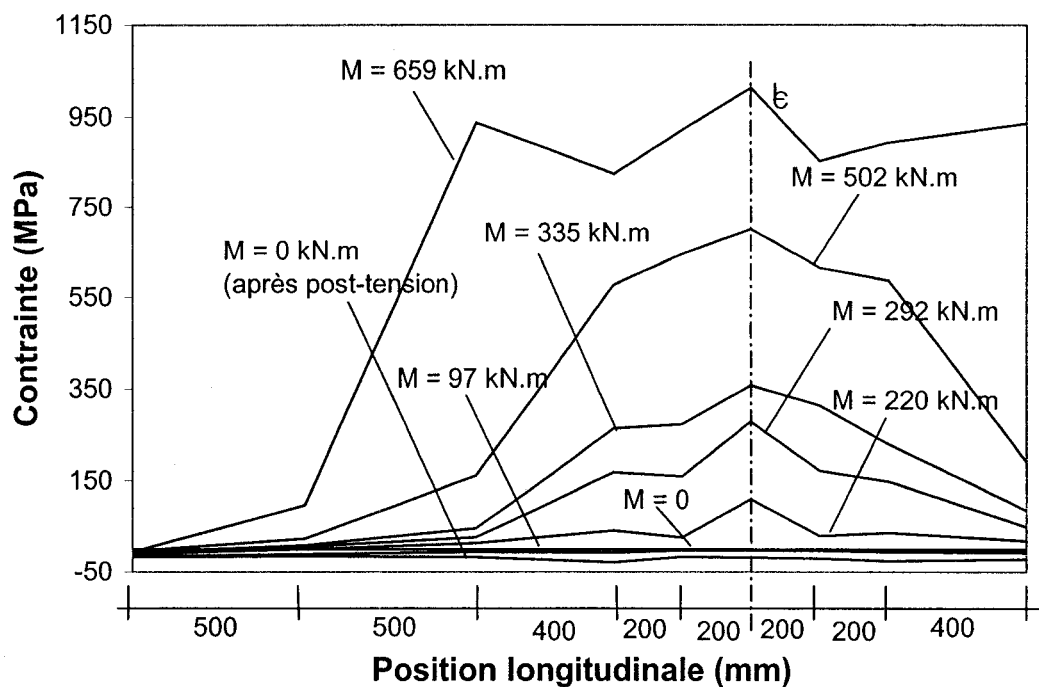


Figure 5.9 : Distribution longitudinale des contraintes

On remarque l'amplification des déformations aux localisations des fissures. On peut suivre également sur cette figure, l'évolution, du centre vers les extrémités, du décollement du composite tel qu'il a été observé pendant l'essai. Les déformations, et donc les contraintes ont tendance à s'uniformiser pour la partie de composite décollée dans la partie centrale de la poutre. On constate que les cinq jauges disposées au centre de la poutre mesurent des valeurs comparables à mesure que la charge augmente, ce qui laisse supposer que les lectures représentent la valeur maximale dans le composite.

Informations indicatives :

- À la fissuration :
 - Déformation moyenne dans le composite : 147×10^{-6}
- À la rupture :
 - Déformation moyenne dans le composite : 4418×10^{-6}

5.6.3 Étude de l'interface béton-composite

La Figure 5.10 montre, en partie, la déformation moyenne enregistrée dans le béton par les LVDT placés à la fibre inférieure et celle enregistrée par les jauges centrales placées sur le composite.

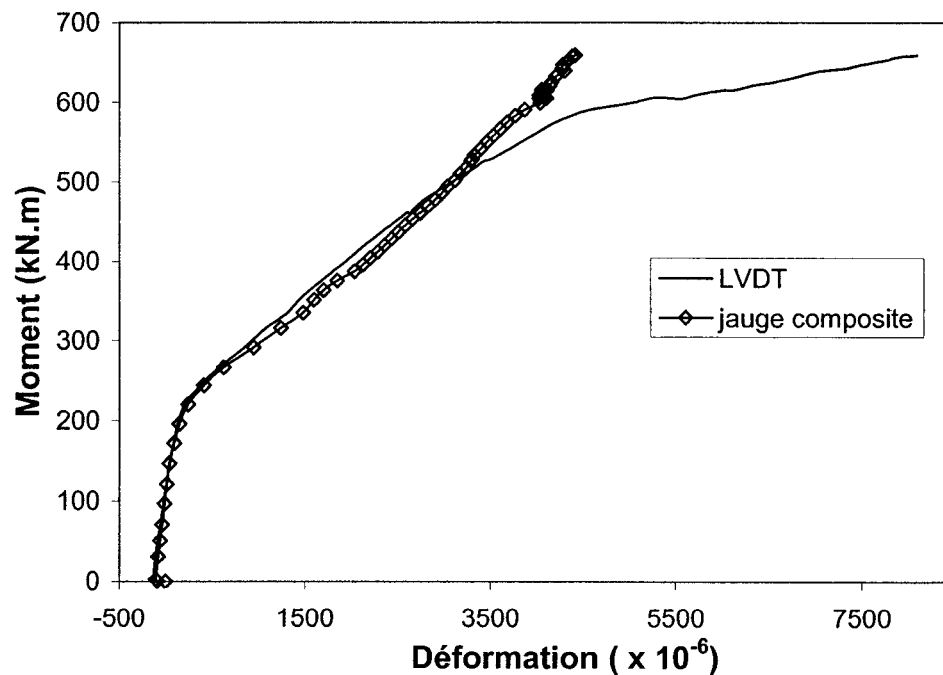


Figure 5.10 : Étude de l'interface béton - composite

On remarque sur la Figure 5.10 précédente que l'évolution des déformations, dans le béton et dans le composite, diverge à partir d'un certain niveau de charge. Cette différence s'explique par un glissement du composite à l'interface composite – colle, ce qui indique une perte d'efficacité à une déformation de l'ordre de 0.3 % (3000×10^{-6}).

5.6.4 Lectures des repères mécaniques

La Figure 5.11 donne un graphique obtenu à partir de la moyenne des cinq lectures centrales sur les repères mécaniques.

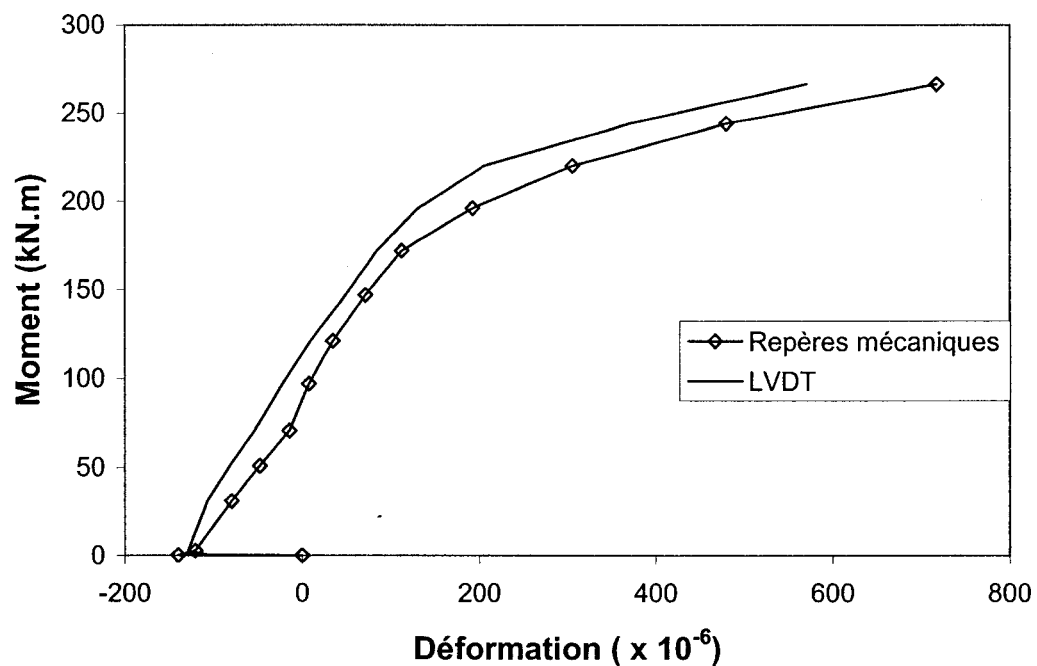


Figure 5.11 : Comparaison DEMEC - LVDT

On constate que les deux systèmes d'instrumentation donnent des valeurs qui varient de façon similaire. On peut donc en conclure que l'efficacité des plots DEMEC, et des LVDT, est satisfaisante, et qu'aucun problème relié à leur utilisation a été identifié.

5.6.5 Autres points

5.6.5.1 Détachement du coin de béton

Cet essai a mis en évidence le phénomène d'écaillage du béton au droit des fissures. En effet, la réparation de l'endommagement demeure quoiqu'il en soit un plan de faiblesse dans le béton et une zone d'amorce de fissuration privilégiée. Suite à la fissuration, le détachement d'une partie du support de béton combinée à un mouvement vertical des lèvres de la fissure conduisent au décollement de la lamelle de composite qui se propage vers les extrémités. Le même phénomène a été retrouvé lors des essais préliminaires décrit dans le chapitre 4.

Séquence de rupture :

- fissure due au cisaillement transmis par le composite;
- création d'un bloc triangulaire;
- mouvement de rotation dû à l'effet de cisaillement;
- pression latérale du bloc sur le composite;
- décollement du composite.

La Figure 5.12 montre la zone centrale après la rupture alors que la Figure 5.13 illustre le mécanisme et montre également le patron de fissuration obtenue.

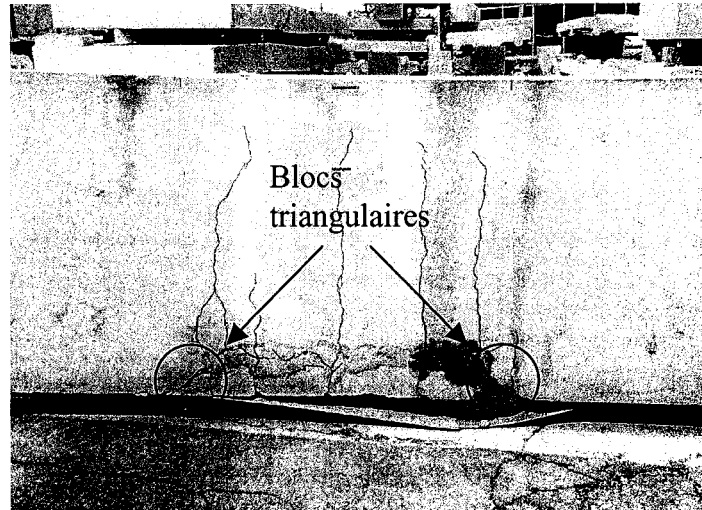


Figure 5.12 : Vue de la zone centrale après la rupture

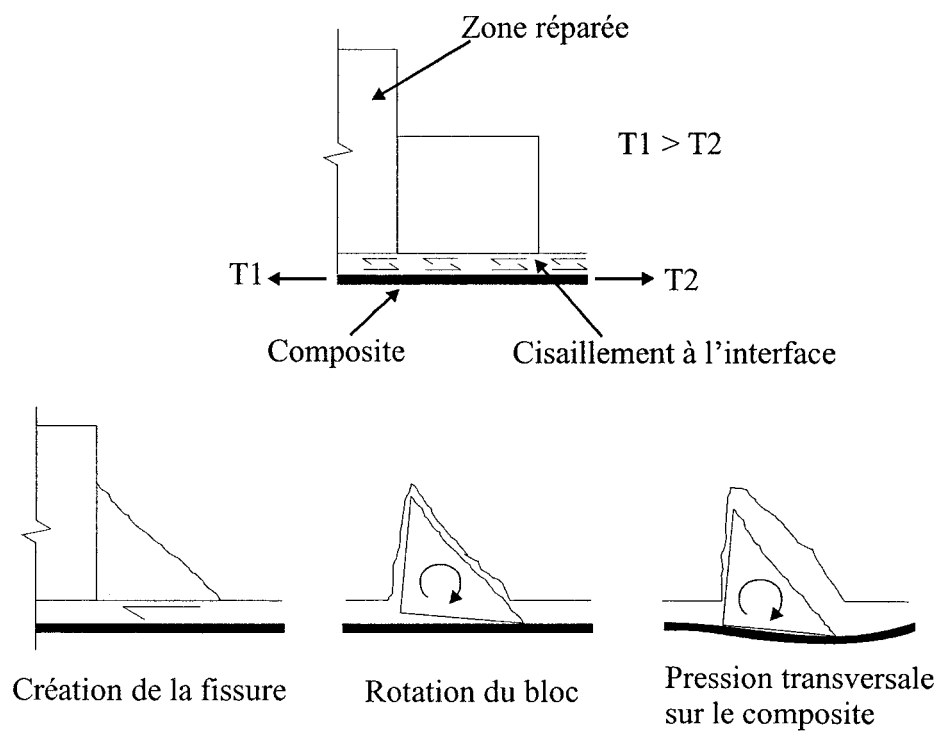


Figure 5.13 : Fissuration et mécanisme de rupture – essai préliminaire

5.6.5.2 Rupture

La rupture s'est produite par décollement des lamelles de renforcement malgré une longueur d'ancrage largement supérieure à celle prescrite, le plan de rupture étant situé à l'interface colle – composite. Les Figure 5.14 et Figure 5.15 présentent quelques illustrations de la rupture.



Figure 5.14 : Vue de la rupture à la zone endommagée



Figure 5.15 : Vue de la rupture à la face inférieure

5.6.5.3 Flèche et diagramme moment-courbure

La Figure 5.16 donne les mesures de flèches enregistrées au cours de l'essai, alors que la Figure 5.17 est une représentation du diagramme moment – courbure obtenu à partir des mesures effectuées par les jauges et LVDT.

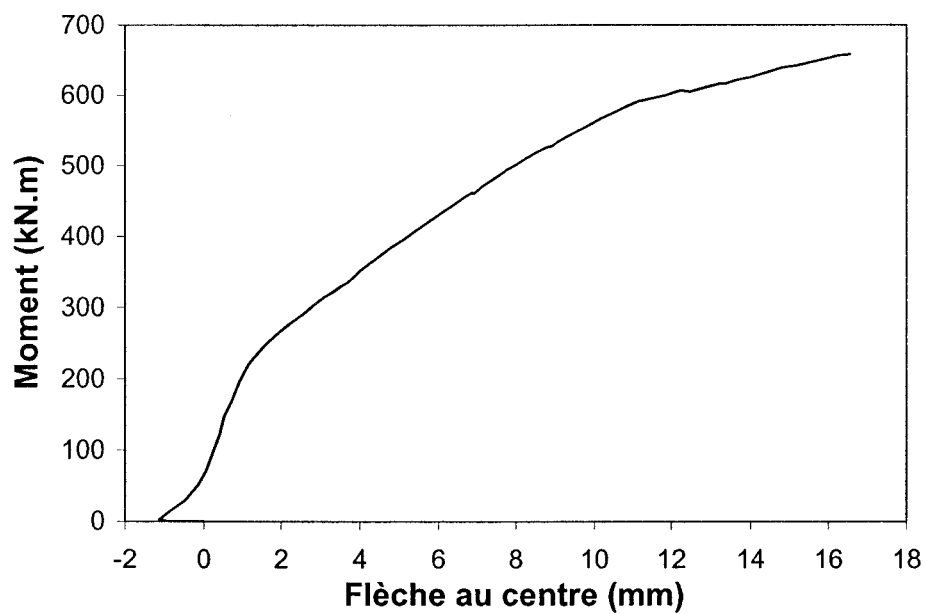


Figure 5.16 : Flèche – essai préliminaire

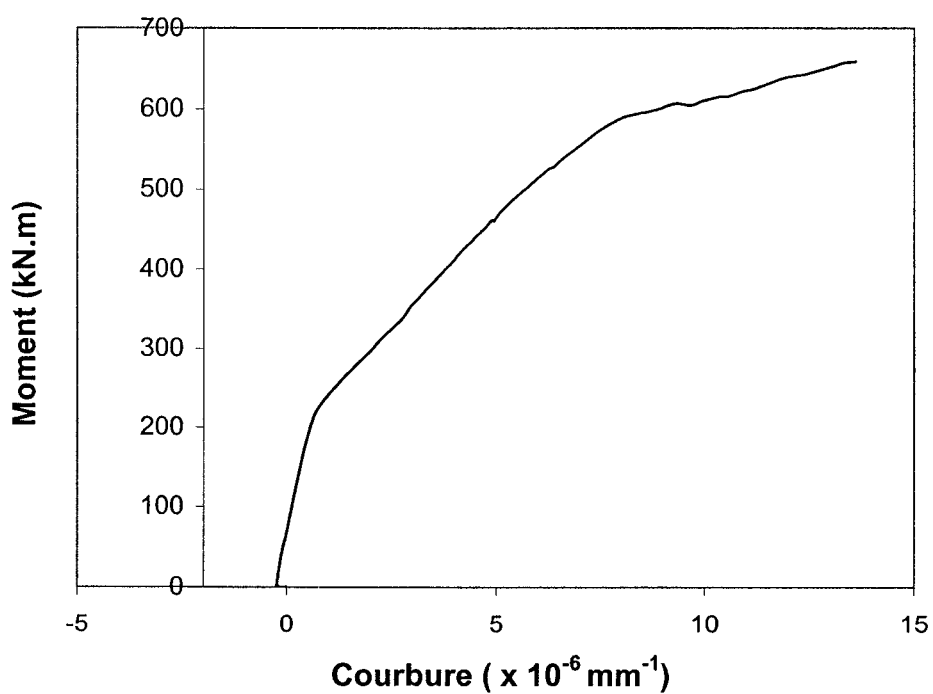


Figure 5.17 : Diagramme moment – courbure

5.6.6 Récapitulatif

Le Tableau 5.2 présente un résumé des données récoltées pendant l'essai.

Tableau 5.2 : Données récapitulatives de l'essai préliminaire

Paramètre	à la fissuration	à la rupture
Moment (kN.m)	196	659
$\varepsilon_{comp\ béton}$	-267×10^{-6}	-1842×10^{-6}
$\varepsilon_{tract\ béton}$	131×10^{-6}	8089×10^{-6}
$\varepsilon_{moy\ FRP}$	147×10^{-6}	4418×10^{-6}
Flèche (mm)	0.929	16.55
Courbure (mm^{-1})	0.5×10^{-6}	13.6×10^{-6}

Autres informations :

- glissement à l'interface béton – composite;
- détachement des coins de béton.

5.7 Conclusion

Cet essai a été riche en enseignements, il a permis de vérifier que le dispositif instrumental était efficace mais il a aussi fait ressortir certains aspects intéressants comme le détachement des coins de béton, le glissement à l'interface béton – composite, et le décollement prématuré des lamelles de renforcement.

Suite à cet essai et à son analyse, certains besoins se sont imposés parmi lesquels :

- mesurer les propriétés du composite;
- améliorer le lien composite – colle;
- éliminer ou retarder le problème du décollement du bloc.

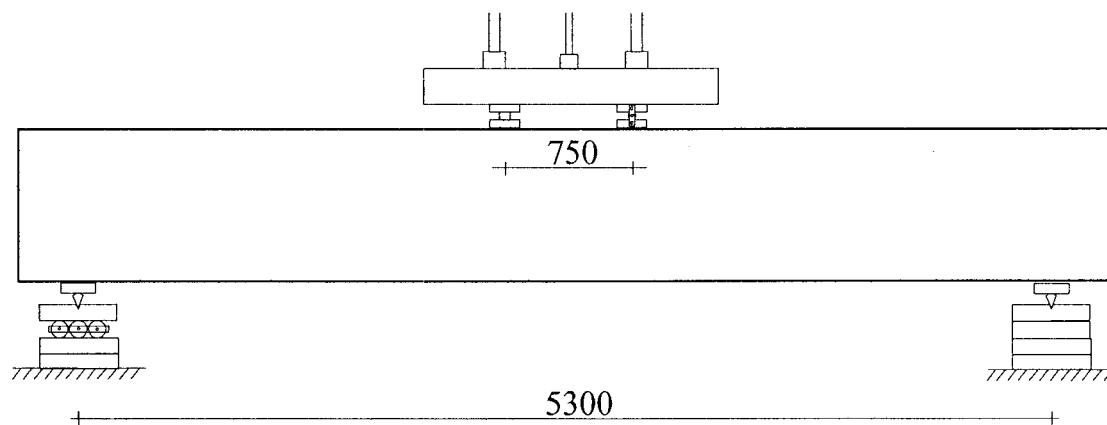
Il a donc été décidé d'entreprendre une série d'essais de caractérisation afin de mieux cerner les phénomènes énumérés ci-dessus. Le chapitre 4 est la synthèse de cette série.

Chapitre 6

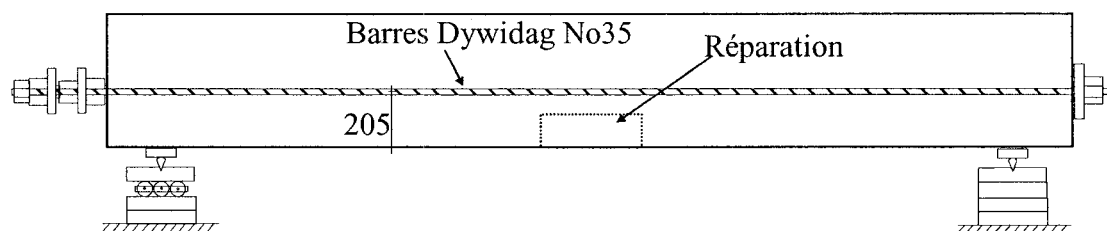
Résultats expérimentaux et analyse

6.1 Description des spécimens

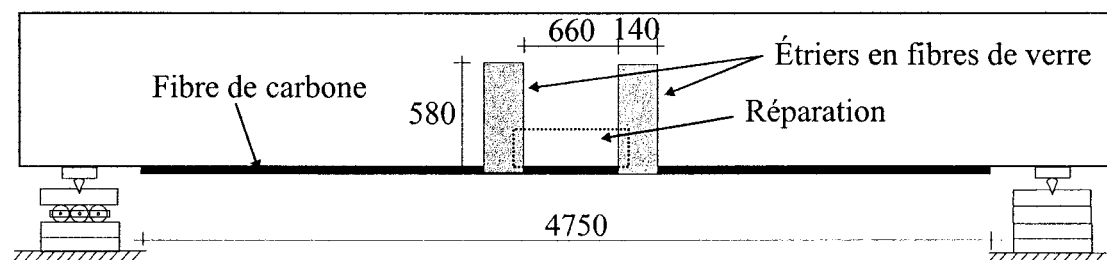
À la lumière des informations obtenues durant les essais préliminaires, une modification a été apportée aux spécimens. En effet, suite à l'observation du détachement des coins de béton de la zone endommagée, il a été décidé de renforcer cette zone des poutres en ajoutant un étrier externe à chaque coin et ainsi prévenir un décollement prématuré des composites dû à un mouvement latéral des lèvres de la fissure. Les étriers utilisés se présentaient sous forme de bandes souples, tissées de fibres de verre que l'on imprégnait de colle avant de l'appliquer sur la surface de béton. Malgré cette intervention, le phénomène de décollement des lamelles de fibres de carbone a été observé dans tous les essais de la série B qui présentaient un lit de précontrainte endommagé. Pour les poutres de type C, avec deux lits endommagés, des renforts sous forme d'étriers ont donc été ajoutés aux extrémités de la poutre dans le but de solidifier l'ancrage et d'éviter le décollement. La Figure 0.1 présente les différentes configurations des spécimens expérimentaux.



a) Poutre A

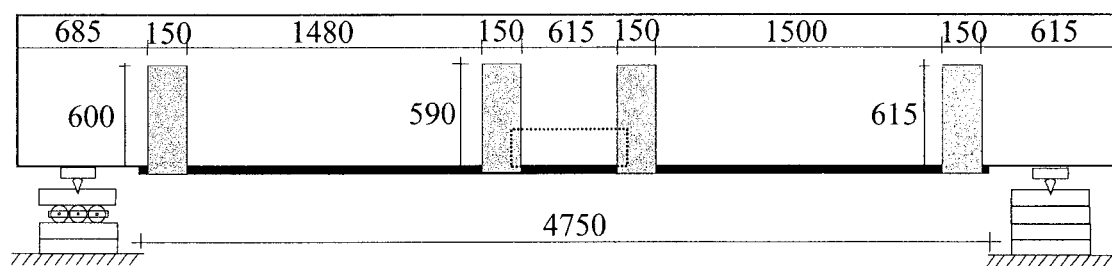


b) Poutre B1

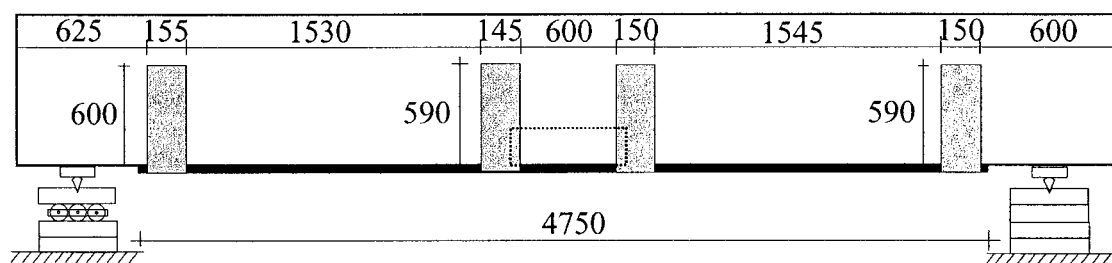


c) Poutres B2 et B3

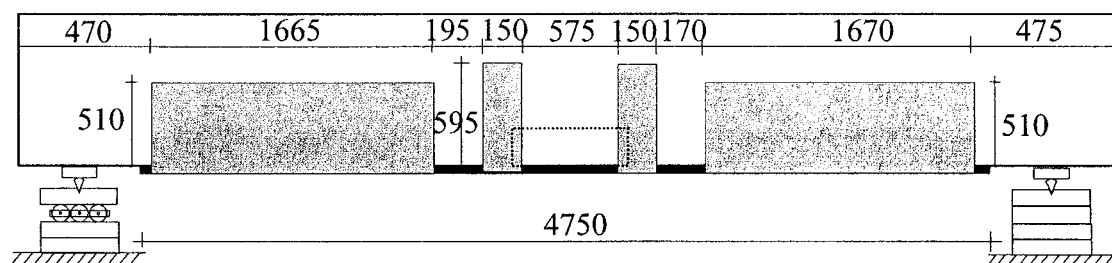
Figure 6.1 : Configuration des spécimens



d) Poutre C1

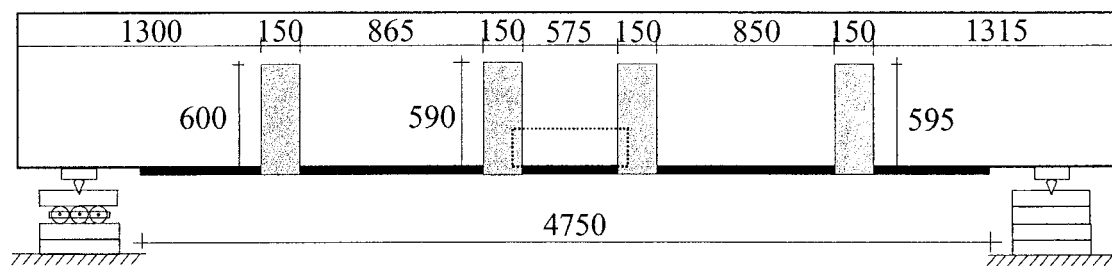


e) Poutre C2

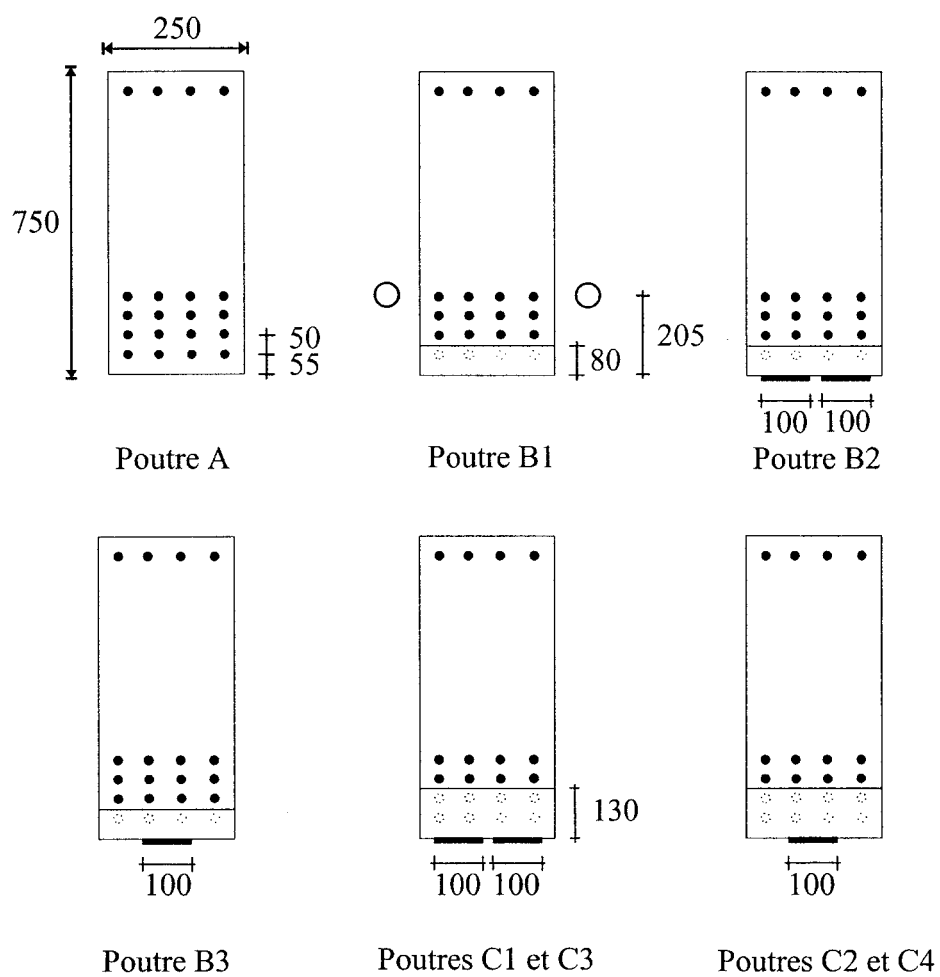


f) Poutre C3

Figure 6.1 : Configuration des spécimens (suite)



g) Poutre C4



h) Sections transversales au centre

Figure 6.1 : Configuration des spécimens (suite)

6.2 Validation des mesures expérimentales

L'ensemble des mesures récoltées pendant la campagne d'essais représente une base de données importante. Cependant toutes ne sont pas représentatives du comportement exact de la section étudiée, et la première étape dans l'analyse des résultats consistait à identifier les données qui représentent le mieux la réalité. C'est avec cette perspective que le comportement de trois sections différentes a été étudié dans la zone centrale comme le montre la Figure 6.2. Chacune de ces sections est située dans l'intervalle couvert par chacun des LVDT.

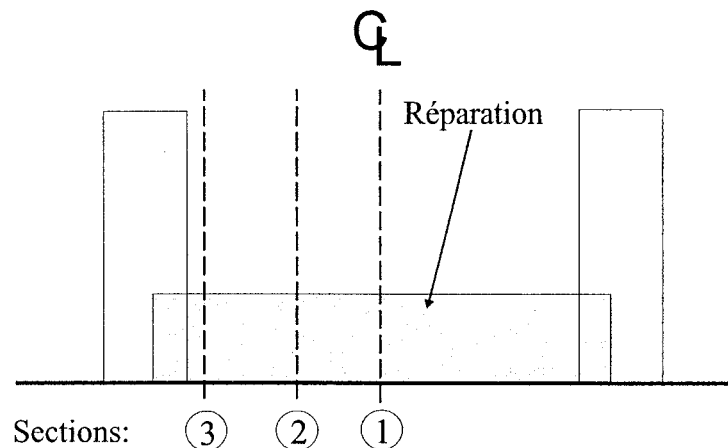


Figure 6.2 : Position des sections étudiées

La zone centrale était soumise à un moment constant. Les instruments de mesure sur le côté tendu (repères mécaniques et LVDT) étaient collés au béton et disposés en série (Figure 3.13). Ainsi, lors de la formation des fissures, certains instruments subissaient un accroissement alors que d'autres pouvaient lire une réduction dû à la

fermeture temporaire des fissures. Une fois le réseau de fissures bien établi, les lectures étaient plus stables.

La zone endommagée puis réparée est à l'origine de nombreux phénomènes localisés comme la fissuration prématurée, le décollement du composite et le détachement des coins de béton, ce qui affecte les mesures enregistrées par les LVDT. Il a donc été décidé de ne conserver que les lectures qui traduisent le comportement d'une section fissurée typique, et toutes les mesures erratiques ont été supprimées. En se basant sur le principe que les sections restent planes en tout temps, il a été conclu que la moyenne des mesures conservées correspondant aux trois sections représentait le mieux la réalité.

La Figure 6.3 présente l'analyse de la poutre B2 pour un niveau de charge donné. On constate la bonne cohérence entre la moyenne des mesures et la courbe de régression linéaire lui correspondant. On considère donc que la régression linéaire servira de référence dans les analyses ultérieures.

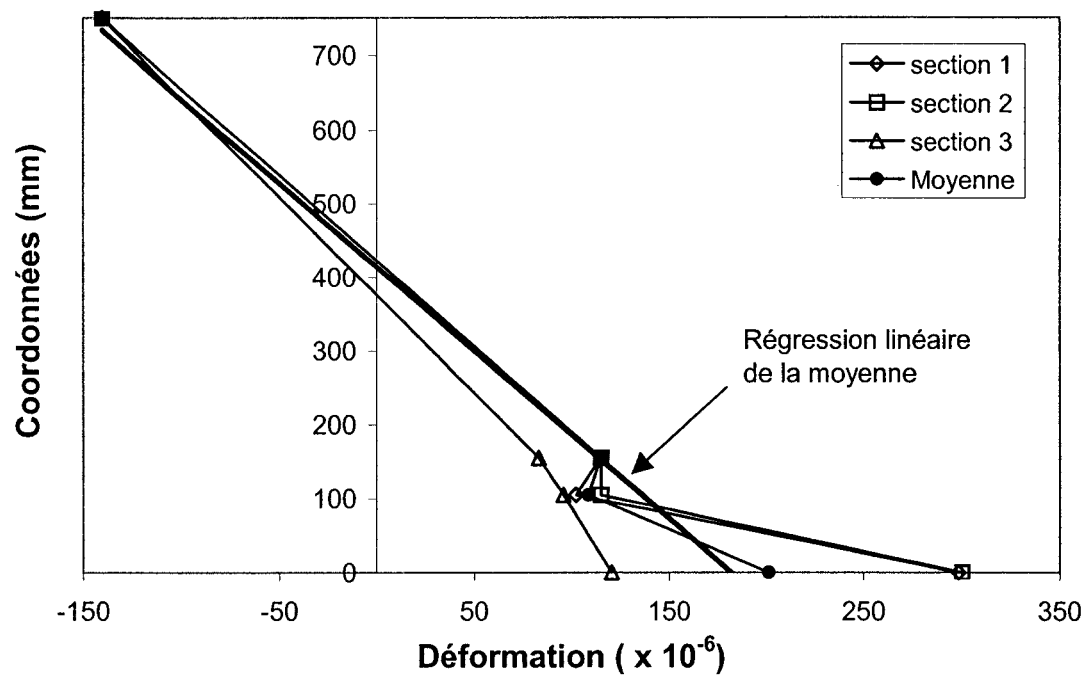


Figure 6.3 : Validation des mesures, poutre B2, M= 101 kN.m

La Figure 6.4 présente l'évolution du profil des déformations de la section retenue pour la poutre B2, sous des chargements différents. Chaque courbe représente la moyenne des mesures prises aux trois sections définies précédemment. L'annexe E contient les figures correspondant aux autres poutres.

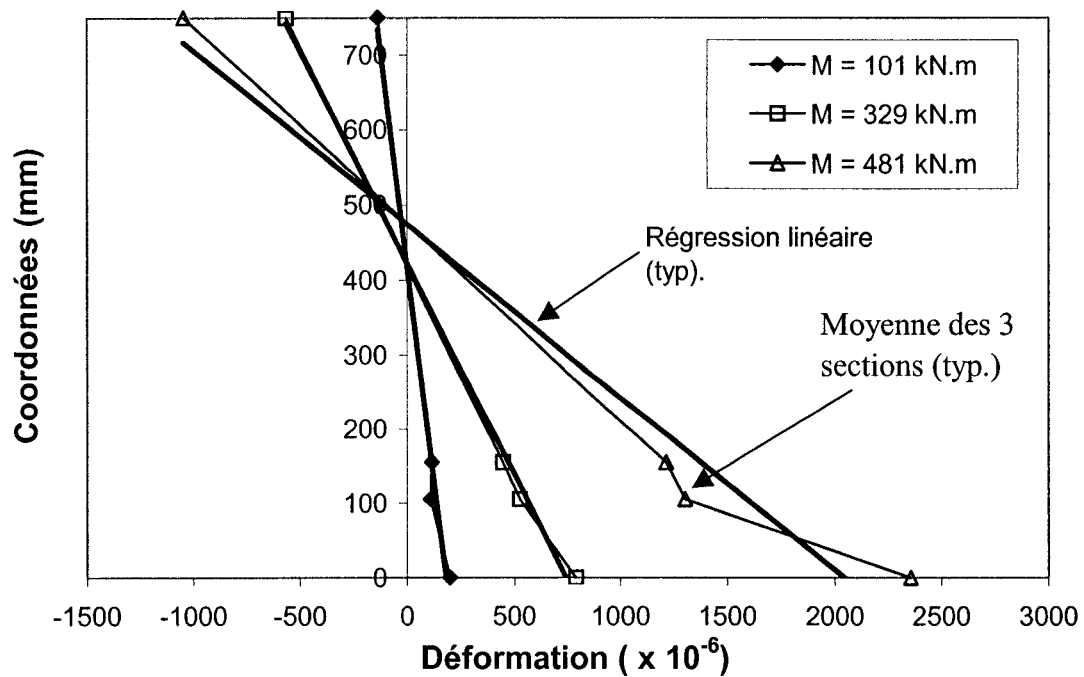


Figure 6.4 : Évolution du profil de déformation de la section, poutre B2

6.3 Résultats expérimentaux

Chaque essai a permis d'obtenir des mesures sur le comportement du béton, des lamelles de fibres de carbone ainsi que de la flèche. L'édition et l'analyse des données se feront selon les principaux composants ou une caractéristique spécifique, à savoir :

- le comportement général;
- le comportement du composite;
- la flèche;
- le comportement du béton;
 - en compression;

- en traction (étude de la fissuration);
- la sollicitation des câbles de précontrainte.

6.3.1 Comportement général

Le Tableau 6.1 présente des données qui traduisent le comportement général des éléments testés sous chargement statique. Le moment à la fissuration a été déduit des graphiques moment -courbure illustrés par la Figure 6.6, où la courbure a été calculée avec la déformation moyenne des jauges situées sur la face supérieure et des LVDT représentatifs.

Tableau 6.1 : Comportement général

	Moment (kN.m)				Mode de rupture
Poutre	M_{cr}	$M_{cr}/M_{cr,A}$	$M_{max.}$	$M_{max}/M_{max,A}$	
A Référence	354	/	1177	/	Écrasement du béton
B1 Préc. externe	460	1.3	1124	0.96	Écrasement du béton
B2 2 lamelles	339	0.96	1101	0.94	Écrasement du béton et décollement des lamelles
B3 1 lamelle	260	0.73	1010	0.86	Décollement des lamelles
C1 2 lamelles	259	0.73	737	0.63	Décollement des lamelles
C2 1 lamelle	257	0.73	765	0.65	Décollement des lamelles
C3 2 lamelles	261	0.74	872	0.74	Décollement des lamelles

Le Tableau 6.1 permet de mentionner que la fissuration intervient toujours au même stade de chargement soit environ 73 % de la charge de fissuration pour la poutre de contrôle, si on fait exception de la poutre B2 pour laquelle le comportement de la poutre intacte a été recouvert et de la poutre B1 qui avait une précontrainte externe. La valeur de fissuration de la poutre B1 est supérieure à celle de la poutre de référence, ce qui s'explique par le fait que la force exercée par le système de précontrainte

externe était légèrement supérieure à celle nécessaire pour compenser la perte d'un lit de précontrainte. Il semble donc que le moment de fissuration soit peu influencé par le niveau d'endommagement ou de réparation.

En contre partie, le décollement prématuré des composites n'a pas permis d'évaluer la contribution de ceux-ci par rapport à l'amélioration de la résistance ultime d'une poutre endommagée. L'ajout de renfort d'ancrage permet d'atténuer le décollement et d'avoir un gain en capacité comme le montrent les résultats de la poutre C3. Une analyse plus détaillée du comportement individuel de chaque poutre sera présentée au chapitre 7. Il faut noter cependant que le décollement des matériaux composites n'a pas affecté le déroulement de ce projet ni les conclusions qui en découlent puisque celui-ci consistait essentiellement à étudier la phase de fissuration et le comportement en service, comme le montre la Figure 6.5.

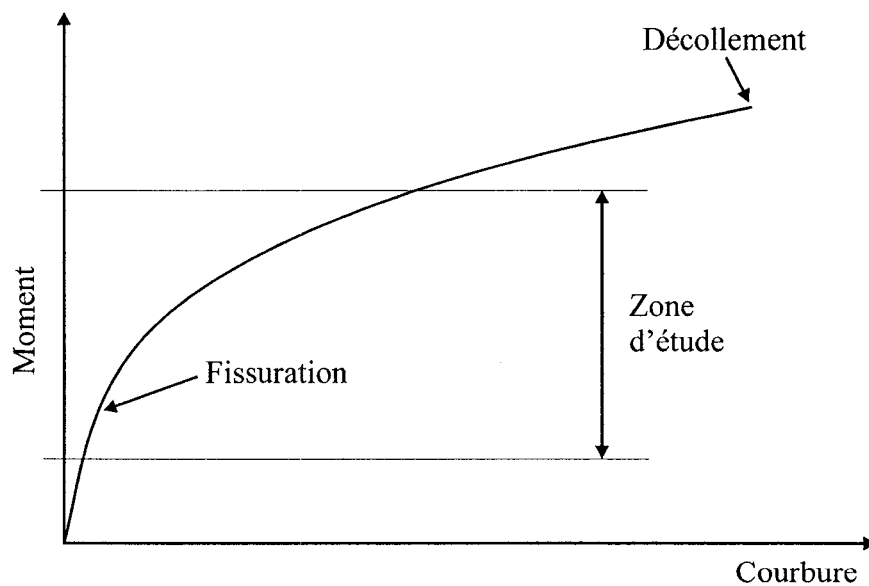


Figure 6.5 : Zone d'étude du projet

La Figure 6.6 présente l'ensemble des mesures expérimentales du moment en fonction de la courbure. Les poutres B et C sont présentées séparément par souci de clarté.

On observe sur la Figure 6.6, que les poutres qui présentent le même niveau d'endommagement se comportent de la même façon, indépendamment de leur niveau de renforcement jusqu'à un niveau avancé de chargement. Cependant, les éléments les plus endommagés atteignent des valeurs de courbure plus importantes, et l'ajout des renforts d'ancrage permet un gain de capacité.

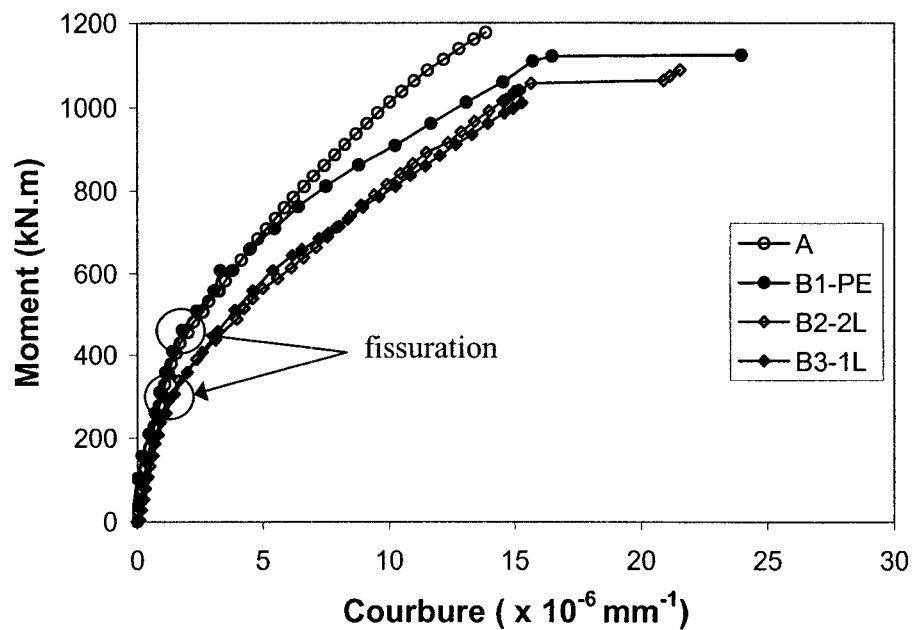


Figure 6.6 : Diagrammes moment - courbure

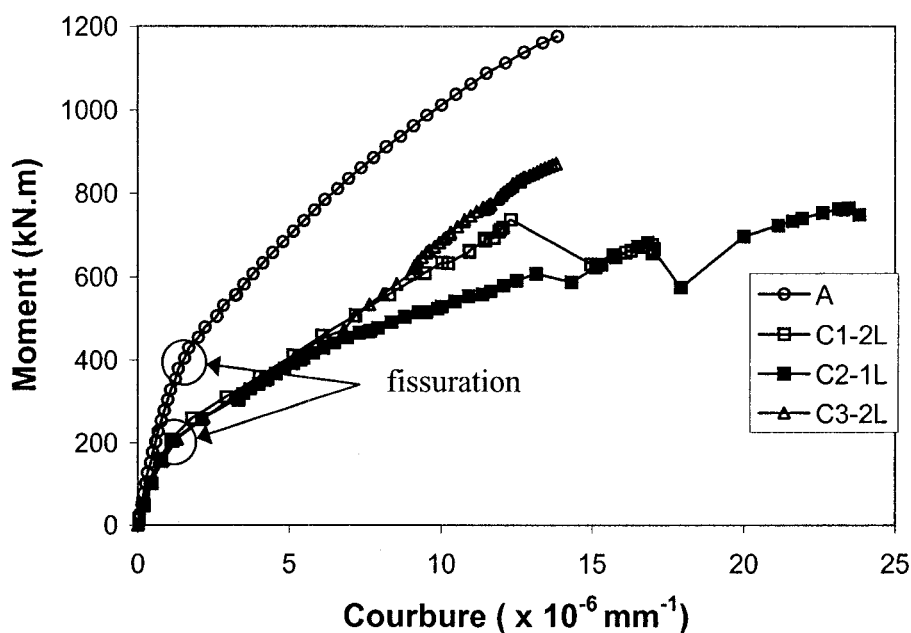


Figure 6.6 : Diagramme moment – courbure (suite)

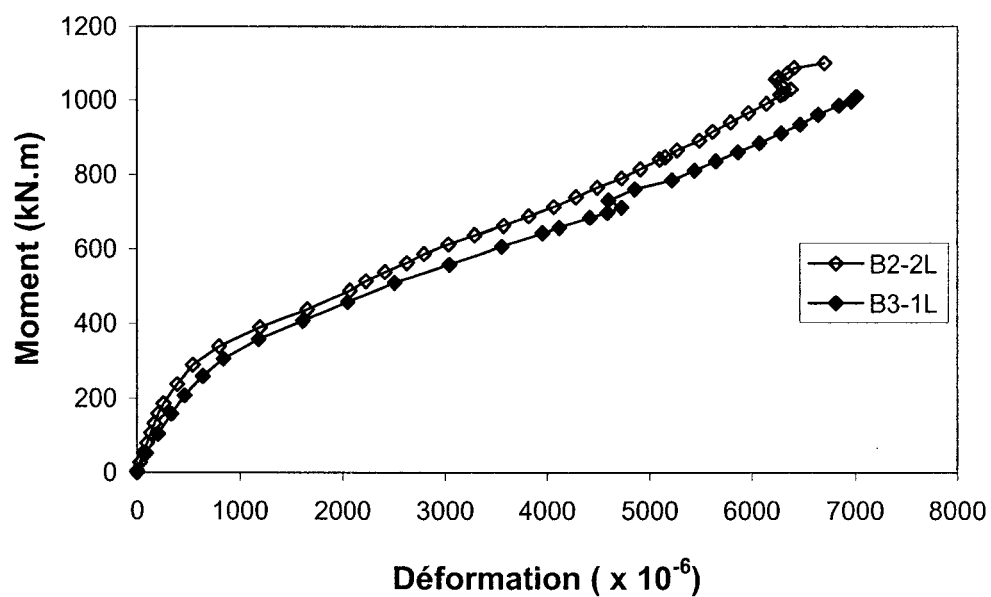
6.3.2 Comportement du composite

L'évolution de l'état du composite a été suivie à l'aide des jauges électriques collées directement sur les lamelles. Trois aspects sont étudiés :

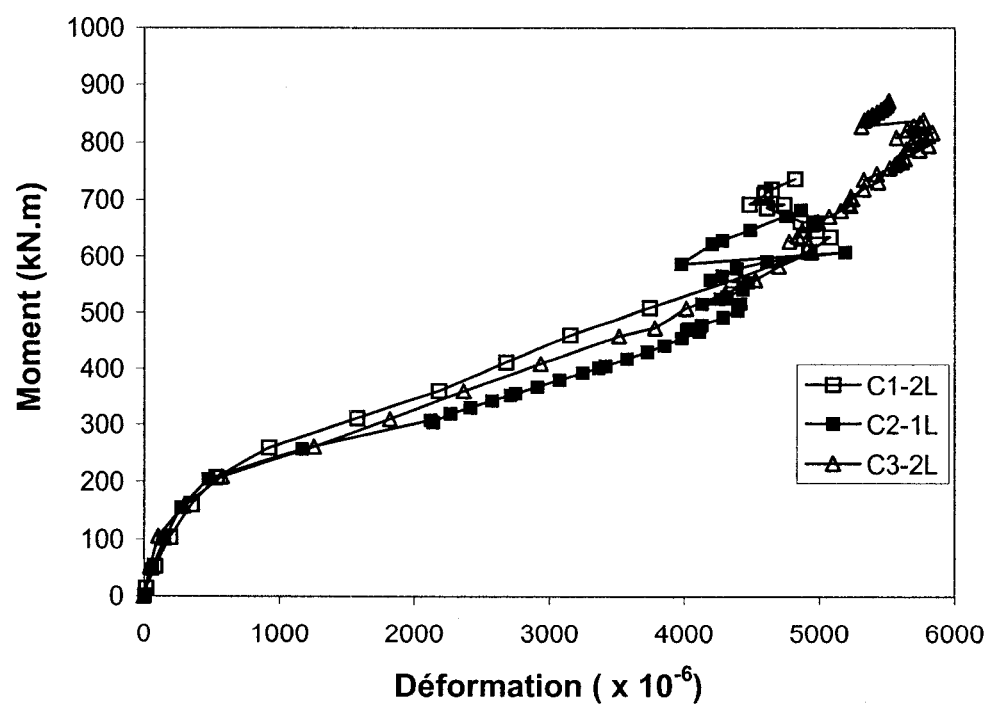
- la déformation moyenne;
- la répartition longitudinale des déformations;
- l'interface composite - béton.

6.3.2.1 Déformation moyenne

La Figure 6.7 présente la déformation moyenne enregistrée par les trois jauges centrales collées sur le composite. L'annexe F contient les déformations maximales et moyennes enregistrées par l'ensemble des jauges.



a) Poutres de la série B



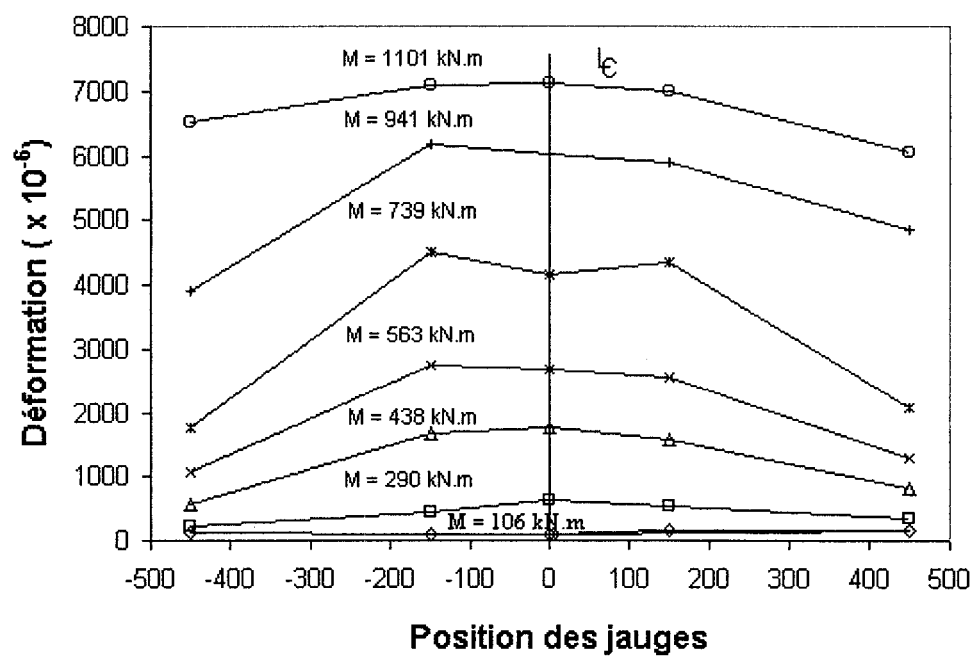
b) Poutres de la série C

Figure 6.7 : Déformation moyenne du composite

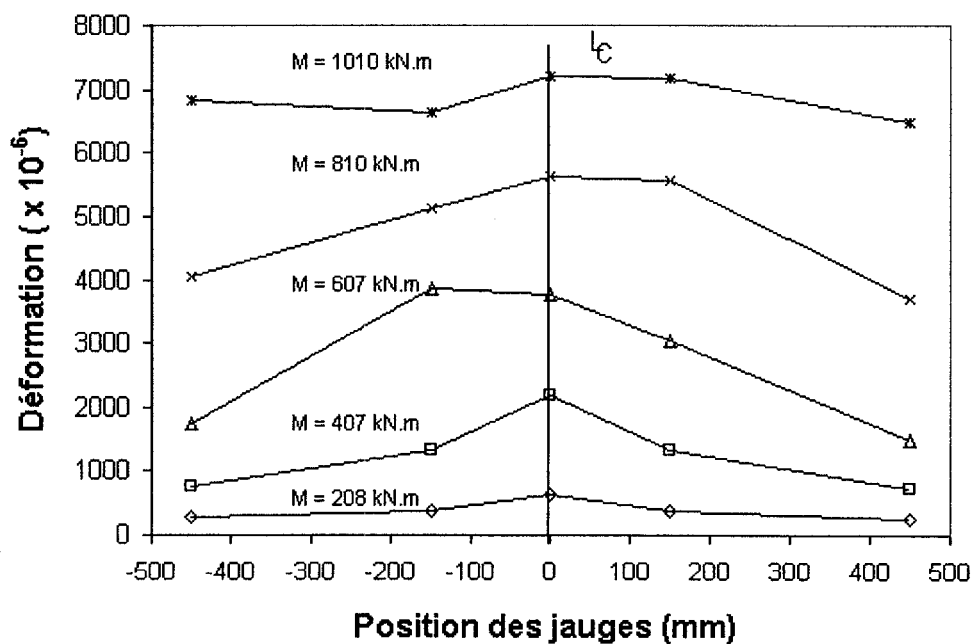
On constate que, pour des valeurs de moments égales, dans les cas où les poutres sont renforcées par une seule lamelle (B3 et C2), le composite est plus sollicité ce qui est compréhensible. On remarque également que les renforts d'ancrage utilisés dans la poutre C3 sont efficaces et permettent un meilleur travail du composite à comparer avec la poutre C1 où il n'y a pas d'ancrage supplémentaire. Dans tous les cas, le composite n'a pas travaillé à sa capacité maximale théorique, atteignant une efficacité inférieure à 50 %.

6.3.2.2 Répartition longitudinale des déformations

La Figure 6.8 permet de suivre l'évolution des déformations captées par les jauges placées le long des lamelles, et ce, pour des niveaux de charges différents.

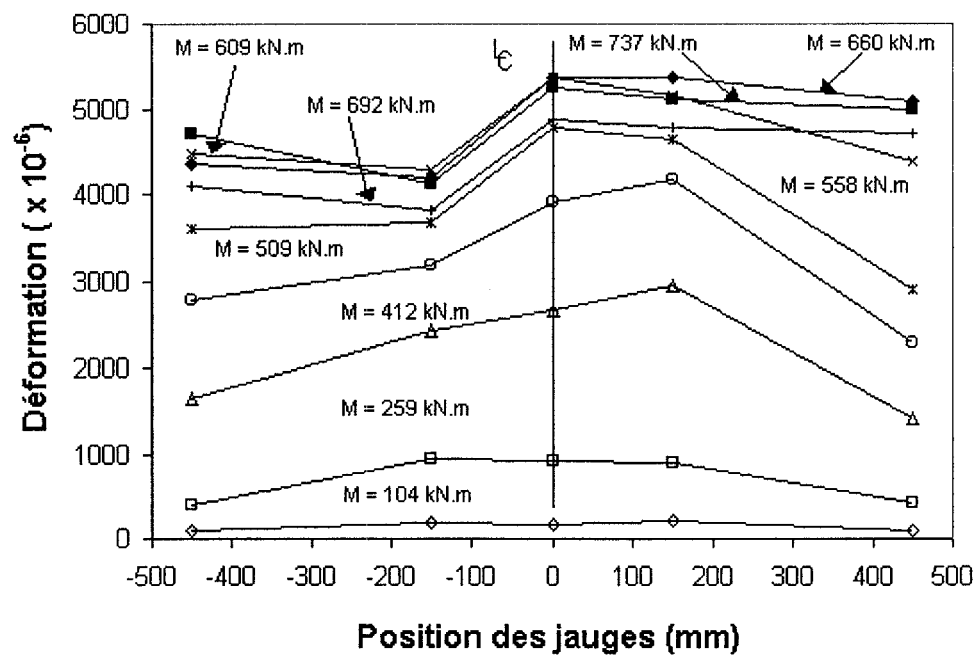


a) Poutre B2

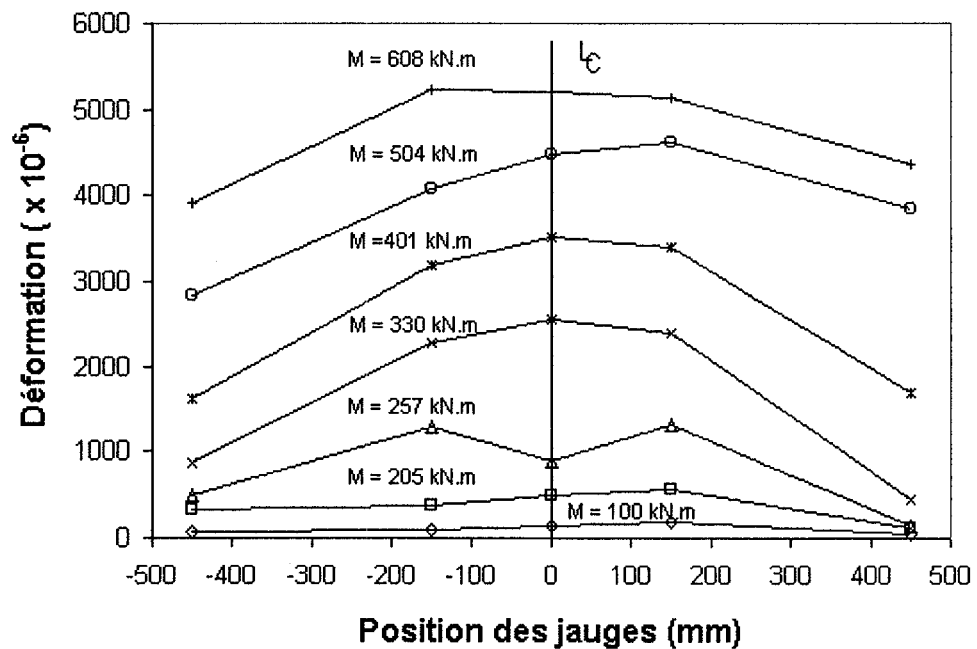


b) Poutre B3

Figure 6.8 : Répartition longitudinale des déformations

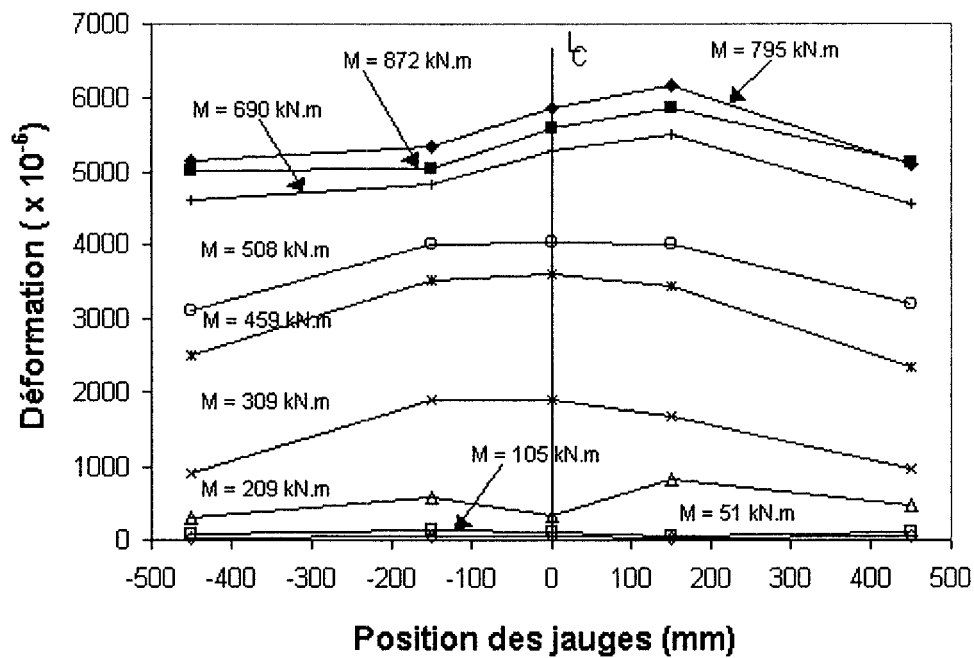


c) Poutre C1



d) Poutre C2

Figure 6.8 : Répartition longitudinale des déformations (suite)



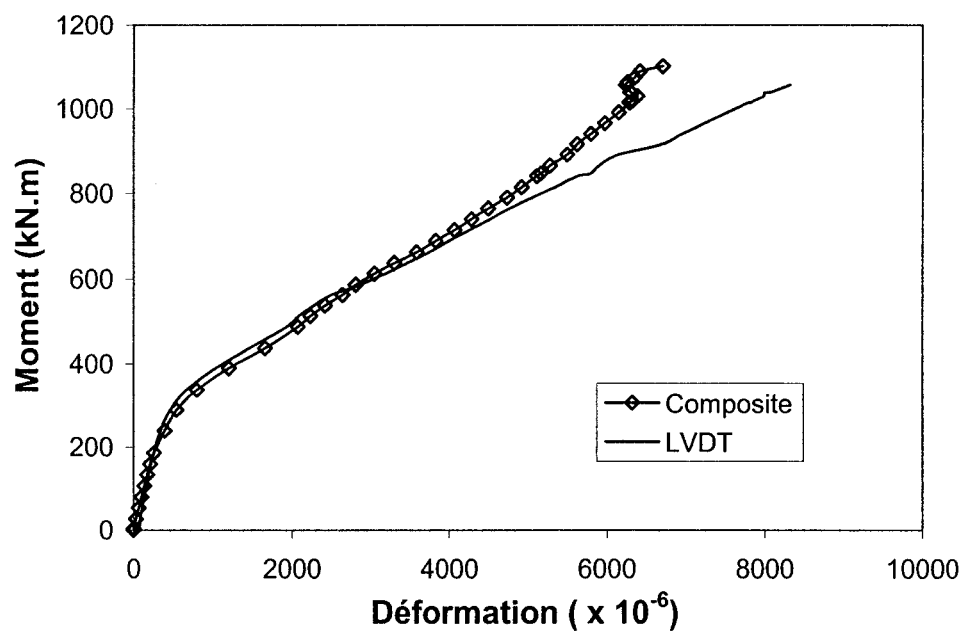
e) Poutre C3

Figure 6.8 : Répartition longitudinale des déformations (suite)

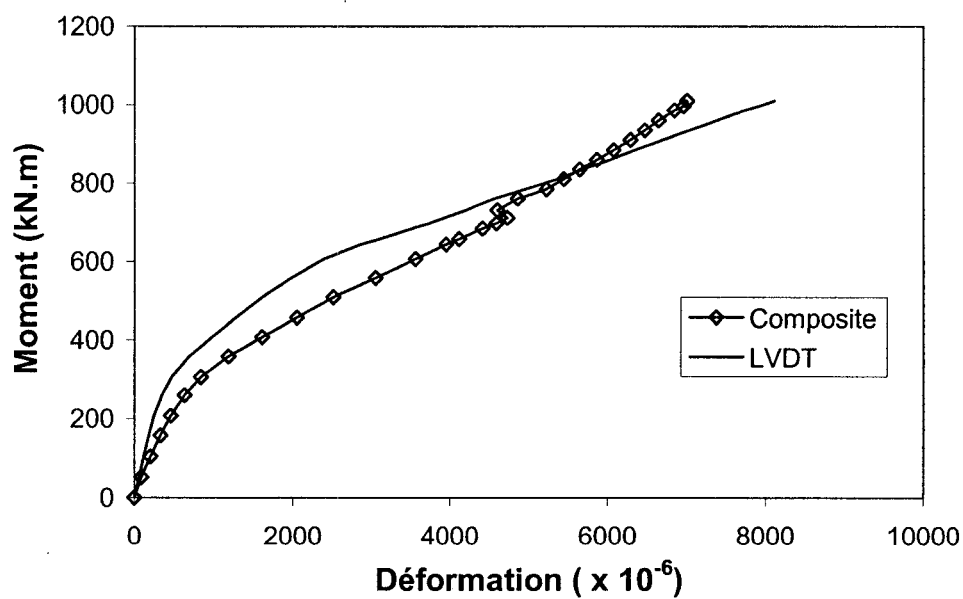
L'analyse de ces graphiques permet de déceler l'apparition des fissures, en effet, chaque pic de déformation correspond à l'apparition d'une fissure dans la zone proche de la jauge. On peut aussi constater l'uniformité des déformations dans la zone centrale de la poutre couverte par les trois jauges centrales, et ce, plus marqué avec l'accroissement de la charge.

6.3.2.3 Étude de l'interface composite – béton

Les courbes présentées sur la Figure 6.9 représentent les déformations moyennes enregistrées par les trois jauges électriques au centre des lamelles et celles mesurées par les trois LVDT centraux placés sur chaque face de la poutre.

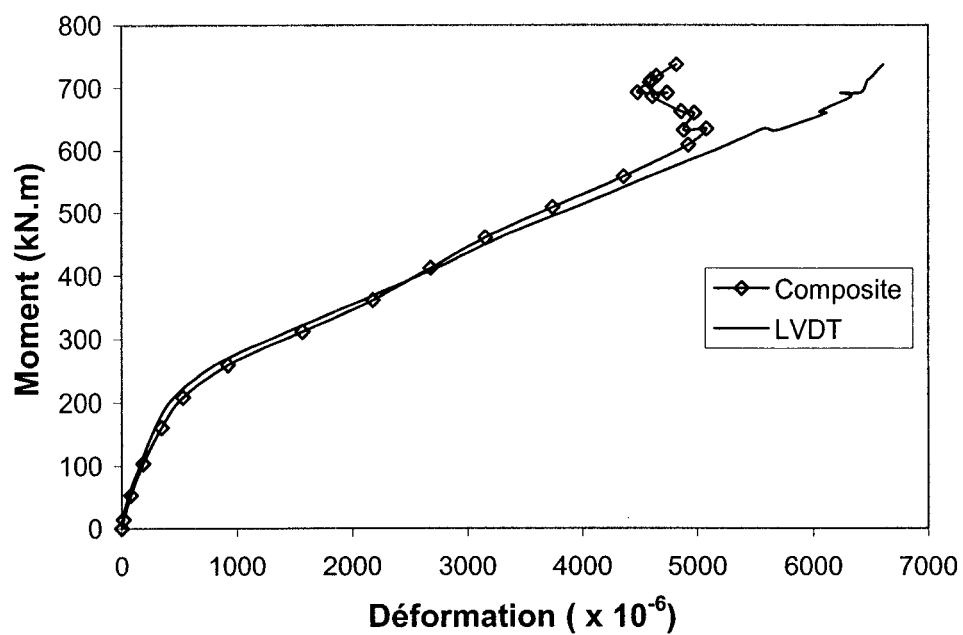


a) Poutre B2

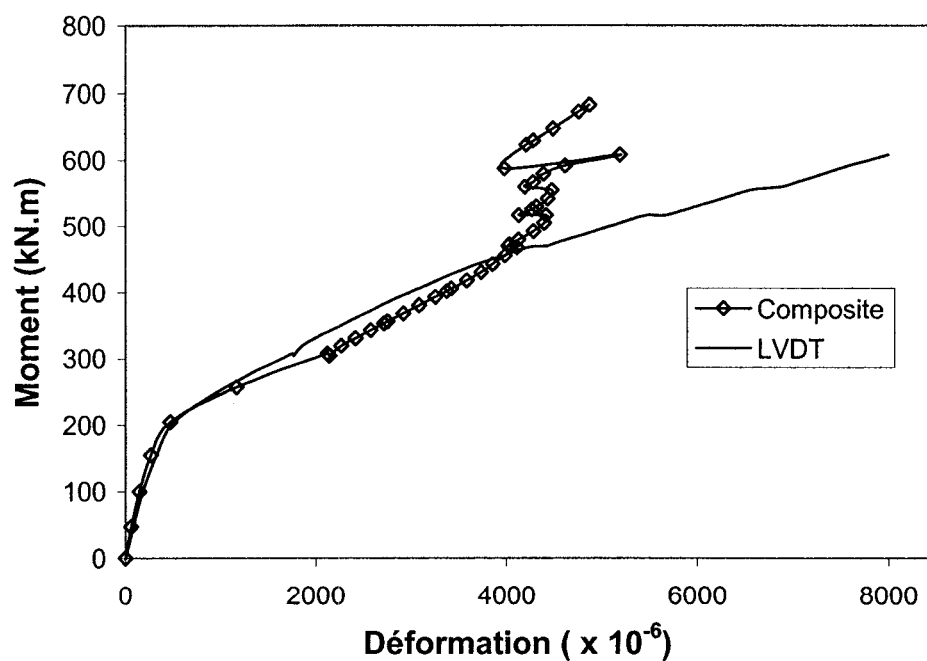


b) Poutre B3

Figure 6.9 : Compatibilité des déformations à l'interface béton - composite

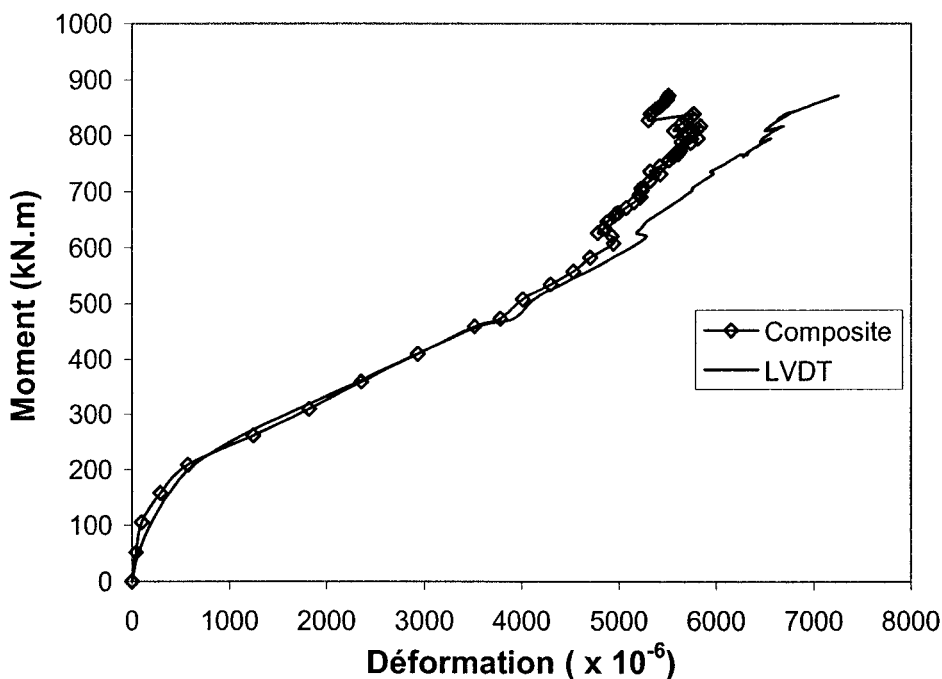


b) Poutre C1



c) Poutre C2

Figure 6.9 : Compatibilité des déformations à l'interface béton – composite
(suite)



e) Poutre C3

Figure 6.9 : Compatibilité des déformations à l'interface béton – composite
(suite)

On constate que les déformations du béton et du composite concordent bien après la stabilisation des fissures, à l'exception des poutres B3 et C2. À la vue de ces graphiques, on peut identifier à partir de quel niveau de charge le glissement à l'interface béton – composite commence. Le début du glissement correspond au point d'inflexion de la courbe de déformation du composite. Il se traduit par une perte d'efficacité du composite qui subit alors des déformations moins importantes que le béton comme on peut le remarquer sur la Figure 6.9. Une fois le glissement amorcé, le composite se comporte comme un matériau ayant un module élastique efficace plus faible. On remarque également que l'efficacité des renforts d'ancrage, dans le cas de la poutre C3, permet de retarder le début du glissement.

Les différences de comportement observées pour les poutres B3 et C2 s'expliquent par un phénomène de fissuration plus localisée pour les valeurs de moment faible. Les trois jauges placées au centre du composite enregistrent alors des déformations très différentes les une des autres comme on peut le constater sur la Figure 6.8 b), où la jauge du centre enregistre un pic de déformation, et sur la Figure 6.8 d) où le pic de déformation est enregistré par les deux jauges placées de part et d'autre de la jauge centrale. Ceci résulte en une valeur de déformation du composite, calculée avec la moyenne des trois jauges du centre, plus élevée que la valeur moyenne enregistrée par les LVDT. Ce phénomène diminue avec l'augmentation du moment appliqué puisque les valeurs de déformations enregistrées par les trois jauges centrales du composite tendent à s'uniformiser.

On remarque que ce phénomène se produit pour les poutres renforcées par une seule lamelle de matériau composite, comme les poutres B3 et C2, alors que celles comportant deux lamelles de renforcement externe présentent des mesures de déformations plus uniformes et ne connaissent pas ce phénomène. Ceci s'explique par le fait que la concentration des déformations est plus importante pour une lamelle car la force transmise à la zone de réparation est plus faible donc la fissuration est moindre, et ce malgré le fait que la lamelle soit plus sollicitée localement puisque la longueur de transfert est plus courte que pour deux lamelles. Avec deux lamelles, la force transmise au béton de réparation est plus importante donc le béton fissure davantage et les déformations moyennes du béton et du composite sont semblables. Le fait que la longueur de transfert pour une lamelle soit plus courte que pour deux lamelles implique que la sollicitation locale sera plus importante pour une seule lamelle. La déformation moyenne du composite dans la zone centrale sera donc plus grande dans le cas d'une lamelle par rapport à deux lamelles où la moyenne des déformations du composite sera plus proche des valeurs localisées.

6.3.2.4 Synthèse des résultats

Le Tableau 6.2 présente une synthèse des principales mesures faites sur le composite. À la vue de ce tableau, on réalise que les déformations maximales atteintes dans le composite sont très inférieures à la capacité théorique de celui-ci (environ 50 % de la capacité). La rupture par décollement des lamelles, dans certains des tests, s'est donc produite bien avant un seuil de sollicitation critique.

Tableau 6.2 : Synthèse des données des poutres renforcées à l'aide de matériau composite

Poutre	Paramètres	Fissuration	Rupture
B2	Moment (kN.m)	339	1101
	$\varepsilon_{FRP} (x 10^{-6})$	795	6701
B3	Moment (kN.m)	260	1010
	$\varepsilon_{FRP} (x 10^{-6})$	635	7006
C1	Moment (kN.m)	259	635
	$\varepsilon_{FRP} (x 10^{-6})$	922	5079
C2	Moment (kN.m)	257	608
	$\varepsilon_{FRP} (x 10^{-6})$	1164	5186
C3	Moment (kN.m)	261	817
	$\varepsilon_{FRP} (x 10^{-6})$	1250	5836

On constate que la valeur maximale de la déformation du composite est atteinte dans le cas où l'endommagement est le plus faible, soit un lit de câbles endommagé. Dans

les essais réalisés, quel que soit le niveau de réparation, la déformation maximale mesurée dans le composite est sensiblement la même, soit environ 7000×10^{-6} .

On note également que les valeurs maximales de déformation dans le composite sont atteintes dans les cas où l'endommagement est le moins important. Le glissement à l'interface béton – colle – composite limite les déformations puisque celles-ci sont inférieures dans le cas d'un endommagement plus important. Lorsque la force appliquée sur le composite augmente en s'approchant de l'ultime, et de manière plus importante pour les poutres les plus endommagées, ceci induit des contraintes de cisaillement plus importantes à l'interface et produit un glissement plus important. Ceci s'amorce après le début de la fissuration.

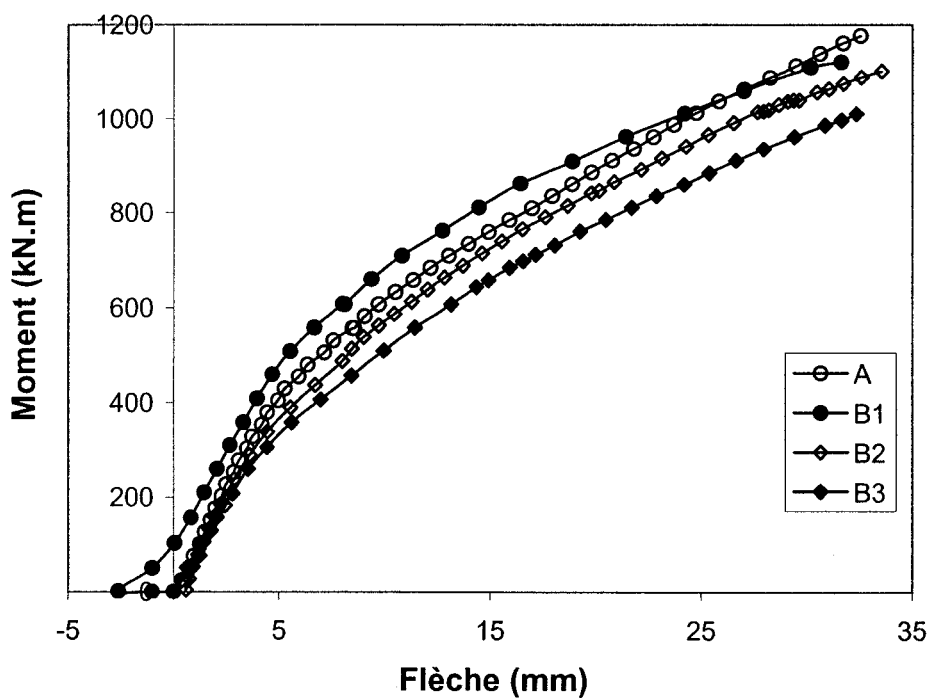
L'examen des poutres de type C montre que pour un même niveau d'endommagement, la sollicitation est plus forte sur une lamelle que sur deux. Aussi, pour un même niveau de renforcement, les déformations sont plus grandes pour un niveau d'endommagement plus important.

L'examen des résultats de la poutre C3 permet de mettre en valeur l'efficacité du dispositif d'ancrage fourni par le tissu de fibres de verre. En effet, la présence de celui-ci limite le glissement et permet un meilleur travail des lamelles de composite. Bien qu'il ait lieu, le glissement est diminué, et une valeur de charge plus importante est atteinte.

6.3.3 Étude de la flèche

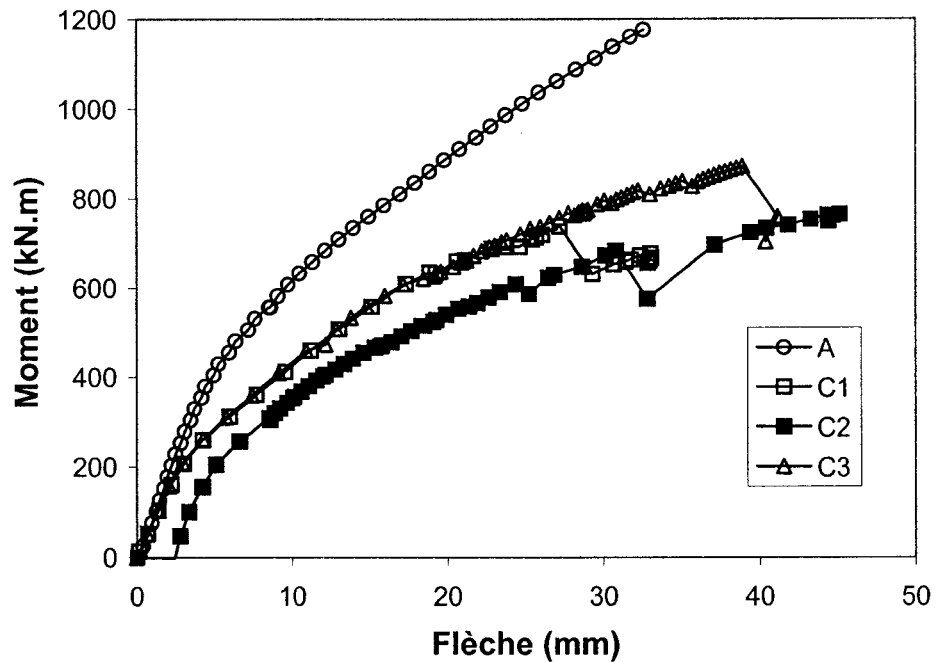
6.3.3.1 Valeurs expérimentales

Un capteur de type LVDT placé sur la face supérieure à mi-portée a permis de mesurer la flèche pour chacun des spécimens. L'ensemble des enregistrements est présenté ci-dessous sur la Figure 6.10.



a) Poutres de la série B

Figure 6.10 : Mesures des flèches



b) Poutres de la série C

Figure 6.10 : Mesures des flèches (suite)

6.3.3.2 Données clés

Le Tableau 6.3 présente les flèches mesurées lors de la fissuration et à la rupture. On remarque que la valeur de flèche maximale augmente avec le niveau d'endommagement et à l'inverse du niveau de renforcement. Les valeurs des flèches, plus faibles à la fissuration, comme pour la poutre B3, sont à nuancer par le fait que celle-ci se produit à un niveau de charge plus faible que pour la poutre intacte.

Tableau 6.3 : Flèches, mesures expérimentales

Poutre	Renforcement	$\Delta_{\text{fissuration}}$ (mm)	Δ_{max} (mm)
A	Référence	4.2	32.6
B1	Précontrainte externe	4.7	31.6
B2	2 lamelles	4.5	33.6
B3	1 lamelle	3.5	32.3
C1	2 lamelles	4.3	33.0
C2	1 lamelle	6.6	45.1
C3	2 lamelles	4.3	41.1

L'interprétation des courbes présentées apporte une explication au fait que le composite est plus sollicité pour un niveau d'endommagement plus faible. En effet, les valeurs des flèches plus grandes pour les poutres les plus endommagées, présentant une inertie fissurée plus faible, traduisent une contrainte de cisaillement à l'interface béton-composite plus élevée, due à la différence de rigidité entre les différents constituants. Le glissement est donc plus prononcé et, par la suite, la sollicitation du composite est plus faible.

La flèche de la poutre C3 confirme à nouveau l'amélioration apportée par l'ancrage qui permet d'atteindre à l'ultime une flèche plus importante.

6.3.4 Comportement du béton

L'étude du comportement du béton a pour objectif de déterminer l'effet du renforcement sur l'ouverture des fissures. Deux aspects sont approfondis à savoir :

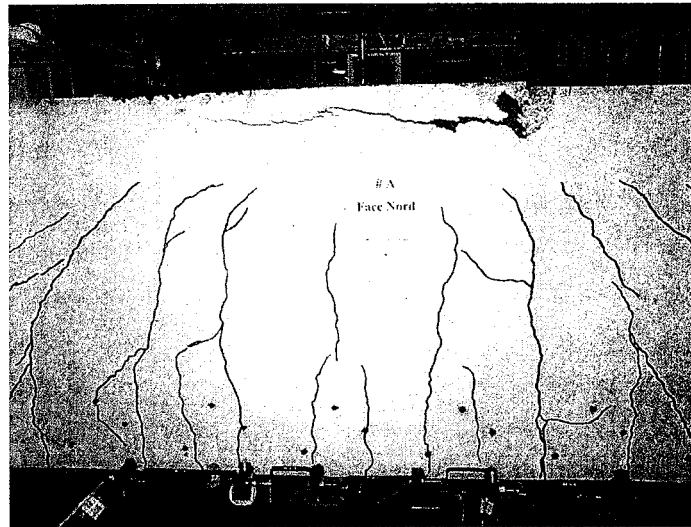
- l'espacement des fissures;
- l'ouverture des fissures comparée avec les valeurs du code CSA/S6-00.

Les mesures obtenues sont présentées dans l'annexe G.

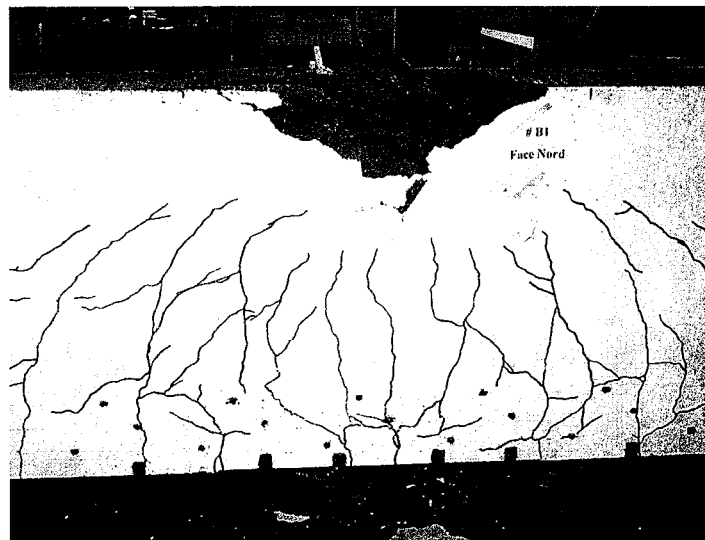
6.3.4.1 En traction et patron de fissuration

Le comportement du béton à la fibre inférieure de la poutre a été suivi à l'aide des LVDT représentatifs positionnés de part et d'autre de la poutre. Pour chaque incrément de charge, les courbes dans l'annexe F illustrent la déformation moyenne enregistrée par les capteurs répartis sur les deux faces de la zone centrale.

Pour chaque essai, les fissures dans la partie centrale ont été repérées tel que représenté sur la Figure 6.11.

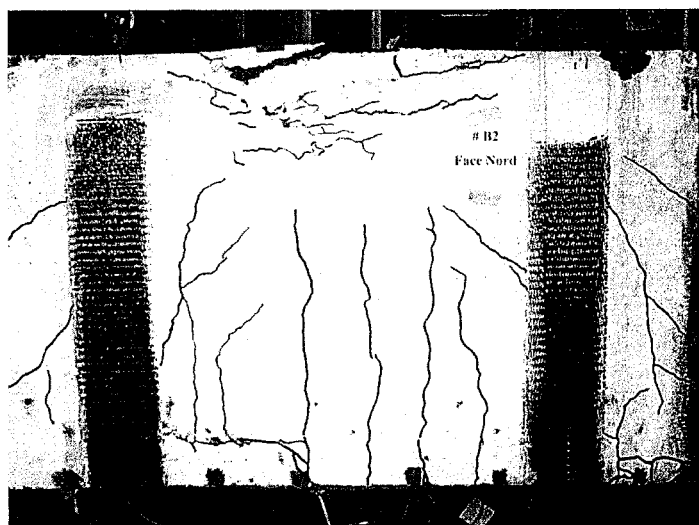


a) Poutre A

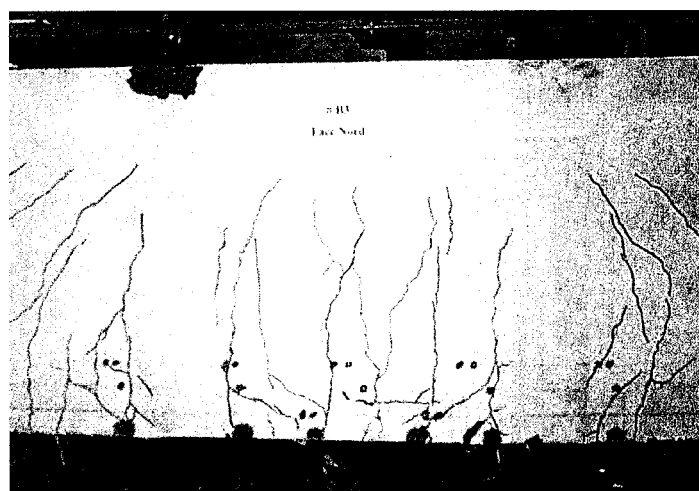


b) Poutre B1

Figure 6.11 : Patrons de fissuration

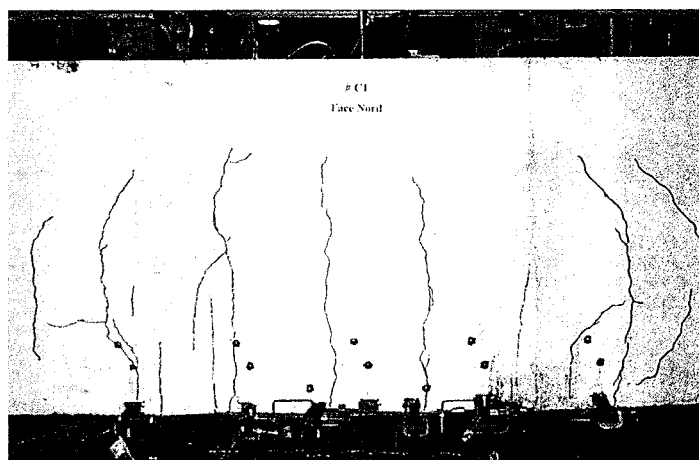


c) Poutre B2

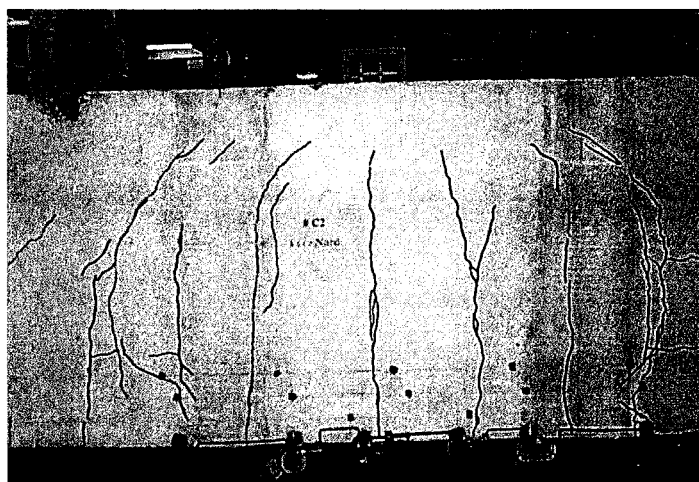


d) Poutre B3

Figure 6.11 : Patrons de fissuration (suite)

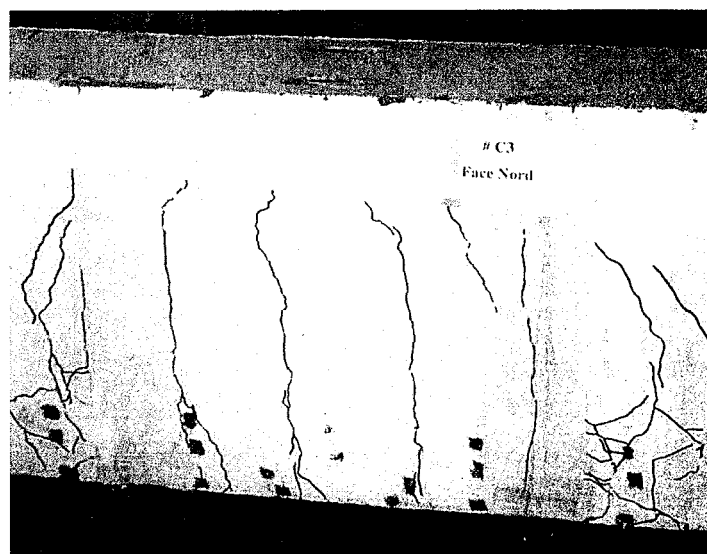


e) Poutre C1



f) Poutre C2

Figure 6.11 : Patrons de fissuration (suite)



g) Poutre C3

Figure 6.11 : Patrons de fissuration (suite)

Le Tableau 6.4 présente le sommaire des valeurs mesurées.

Tableau 6.4 : Récapitulatif du comportement du béton : Déformations du béton

Poutre	Compression		Traction	
	$\varepsilon_{fiss.}(x 10^{-6})$	$\varepsilon_{max.}(x 10^{-6})$	$\varepsilon_{fiss.}(x 10^{-6})$	$\varepsilon_{max.}(x 10^{-6})$
A	455	3496	472	6901
B1	594	3543	548	8634
B2	568	3679	664	12 890
B3	476	3206	441	10 708
C1	518	2870	806	6609
C2	511	2760	1044	15 204
C3	509	3140	1130	8943

On constate qu'à l'ultime, les déformations à la fibre inférieure sont plus importantes pour les poutres endommagées de type B et C que pour la poutre intacte de type A. Ceci est dû à la plus grande courbure atteinte mais aussi parce que la poutre A est surarmée et donc moins ductile. La rupture prématurée par décollement du composite, dans le cas d'un endommagement maximal, n'a pas permis d'atteindre les valeurs escomptées. On remarque également que l'ajout des renforts d'ancrage pour la poutre C3 permet d'atteindre une plus grande déformation à l'ultime.

La Figure 6.12 montre les déformations mesurées à l'aide des repères mécaniques, au niveau du troisième lit de précontrainte, qui est la première rangée de câbles efficaces commune à toutes les poutres. Ces mesures permettent de comparer l'effet du renforcement au niveau du premier lit efficace.

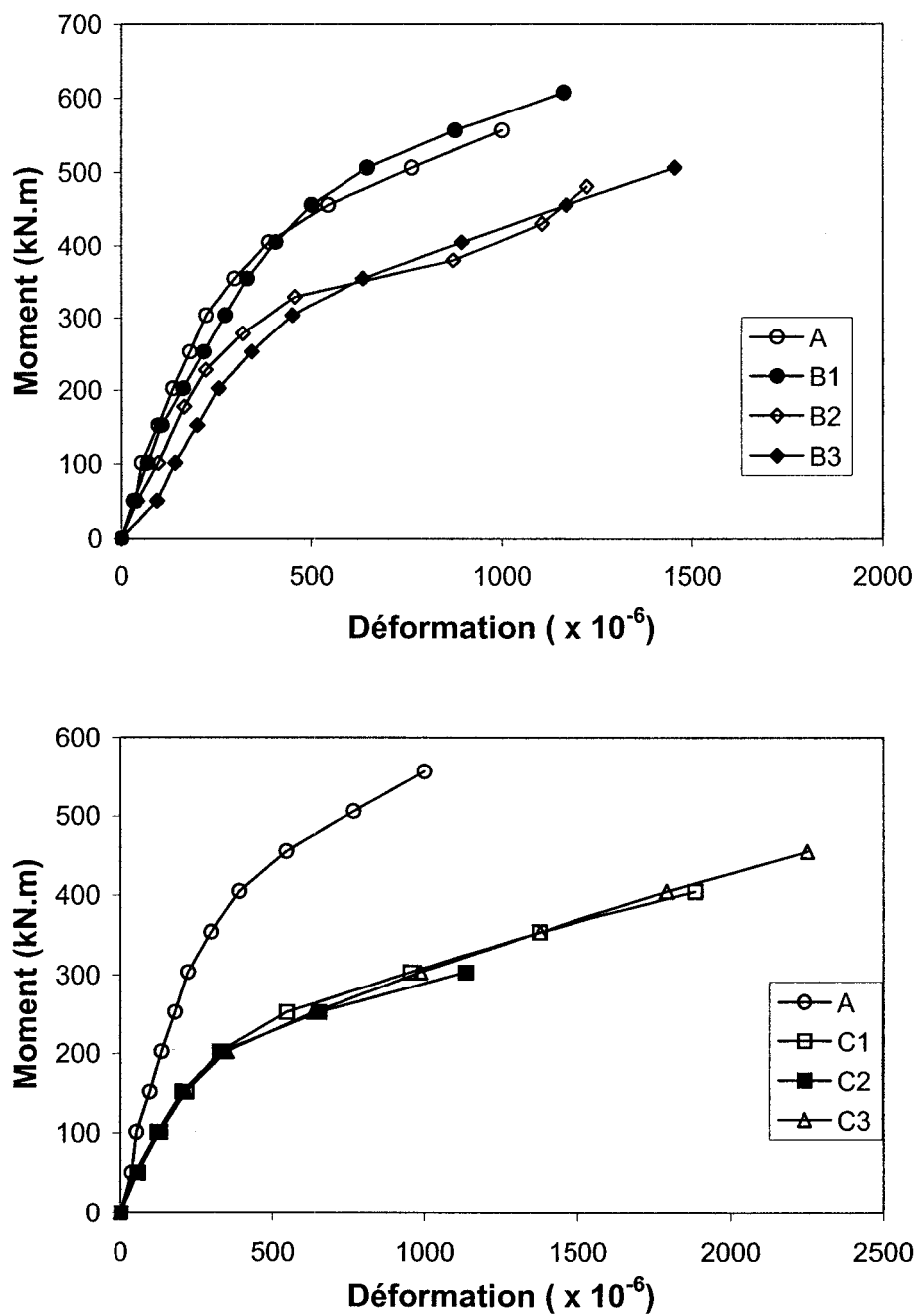


Figure 6.12 : Déformation au niveau du troisième lit de précontrainte

On constate ici aussi, que les poutres caractérisées par le même niveau d'endommagement se comportent de façon similaire, quelle que soit la quantité de renforcement externe. Également, la fissuration débute à un niveau de charge plus faible pour les éléments les plus endommagés.

Les Tableau 6.5 et Tableau 6.6 présentent des données permettant de caractériser la distribution des fissures.

Tableau 6.5 : Récapitulatif du comportement du béton,

Espacement moyen des fissures

Poutre	Espacement moyen (mm) au niveau des lits de précontrainte (en partant du bas)		
	1 ^{er} lit	2 ^{ème} lit	3 ^{ème} lit
A	197	199	200
B1	168	161	183
B2	131	126	149
B3	231	231	229
C1	193	174	175
C2	217	213	254
C3	160	161	165

Tableau 6.6 : Récapitulatif du comportement du béton,**Distribution des fissures (%)**

Espacement (mm)	A	B1	B2	B3	C1	C2	C3	Moyenne
180 <	16.7	36.1	66.7	25.0	29.4	16.7	47.1	33.3
200 ± 20	66.7	52.8	33.3	39.3	64.7	50.0	52.9	53.0
> 220	16.6	11.1	0.0	35.7	5.9	33.3	0.0	13.7

6.3.4.2 Ouverture des fissures

On peut assumer, pour du béton ordinaire, que l'ouverture des fissures w est égale à :

$$w \approx \bar{\varepsilon} \times s \quad (6.1)$$

où

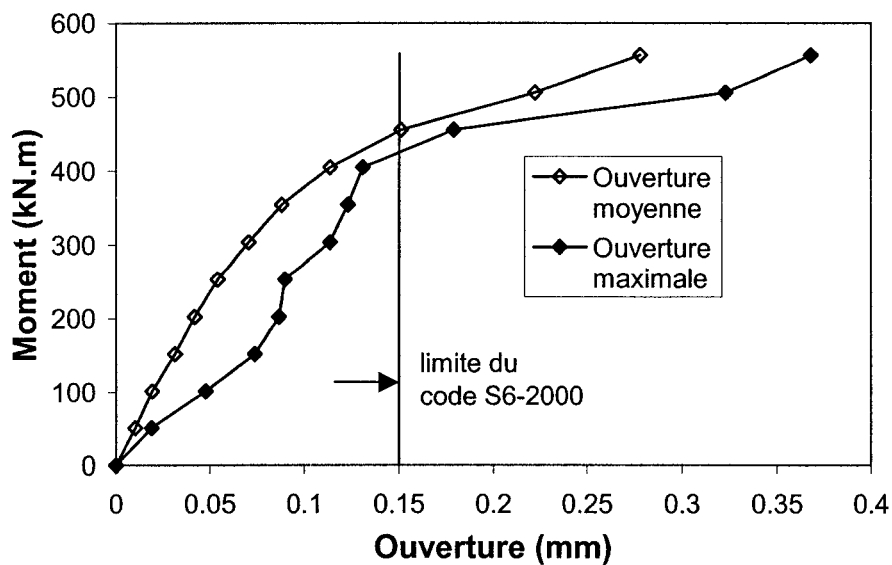
$\bar{\varepsilon}$: Déformation moyenne

s : Espacement des fissures

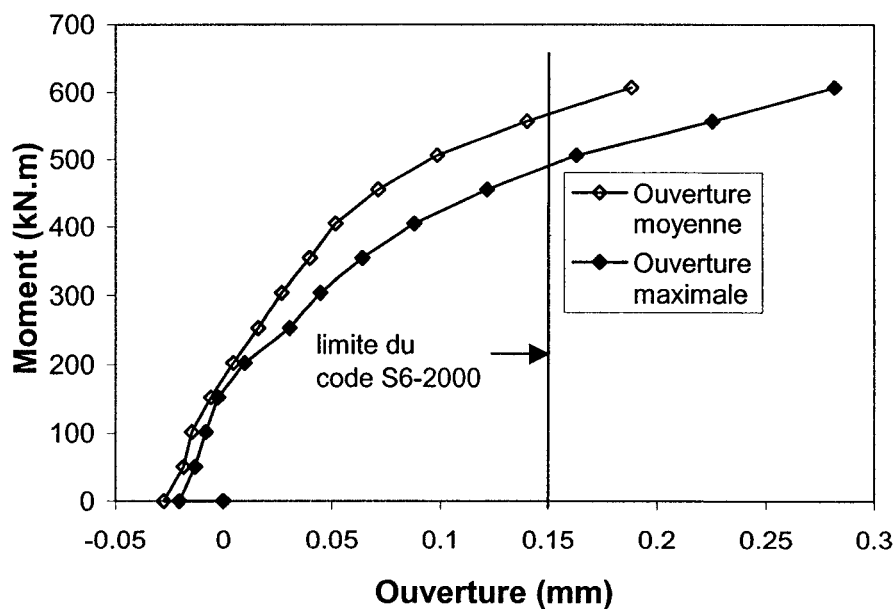
À l'aide de cette formule, et des valeurs du Tableau 6.5, on calcule l'ouverture de fissure moyenne. Également, connaissant la répartition des fissures par rapport aux repères mécaniques, il est possible de déterminer l'ouverture maximale des fissures en divisant la déformation enregistrée entre deux repères mécaniques par le nombre de fissures qui passent entre ceux-ci.

La Figure 6.13 présente l'évolution de l'ouverture des fissures, moyenne et maximale, au niveau du premier lit de précontrainte efficace, et ce pour chaque poutre. Sur la même figure, on retrouve la limite d'ouverture des fissures qui est fixée dans le Code CSA/S6-2000 par le biais du facteur β_2 de l'article 8.12.3 et le commentaire qui s'y rattache où il est précisé que pour des éléments précontraints exposés aux produits de

déglacage et aux embruns marins, l'ouverture moyenne permise au niveau des torons est de 0.15 mm.

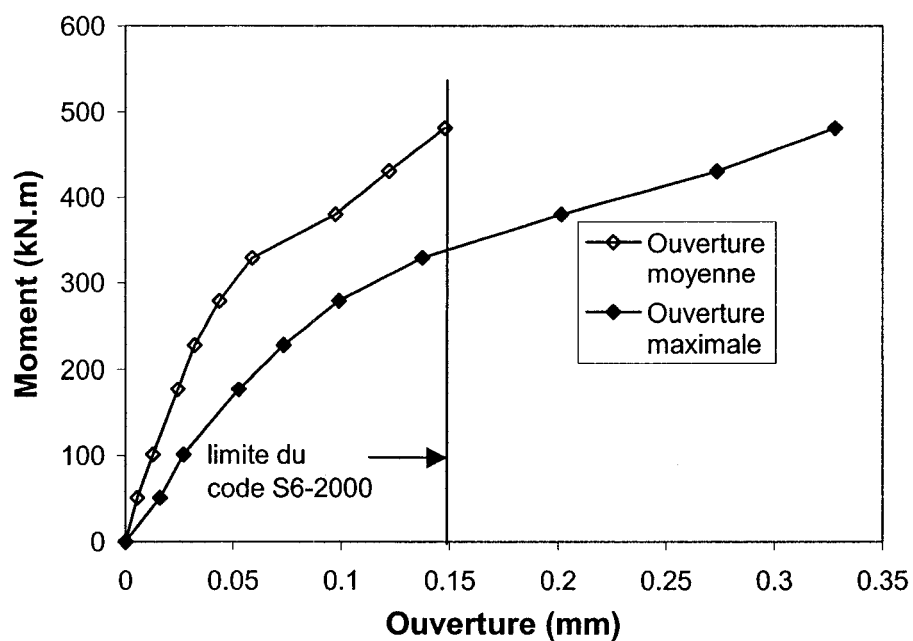


a) Poutre A

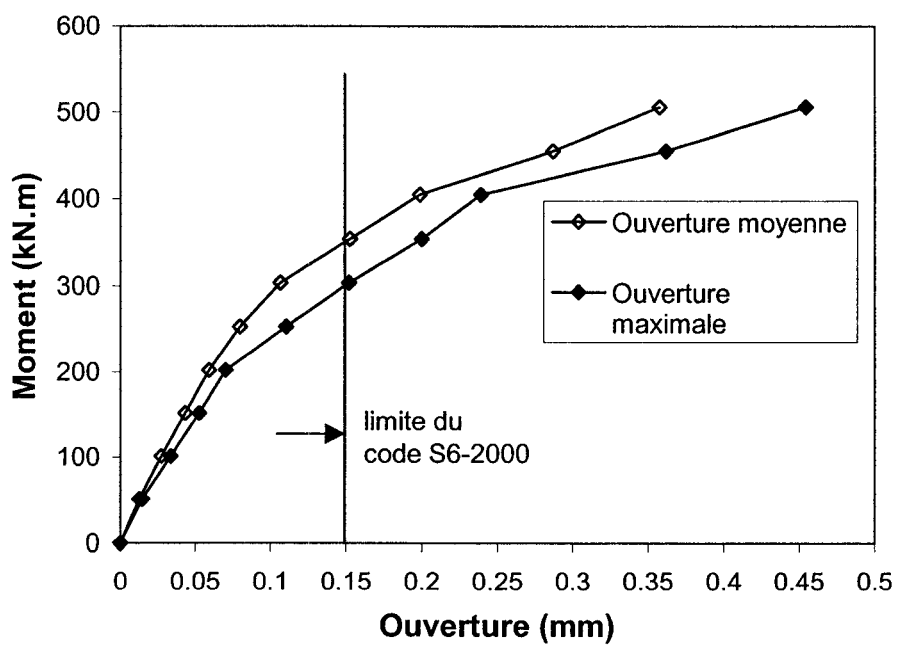


a) Poutre B1

Figure 6.13 : Ouverture des fissures

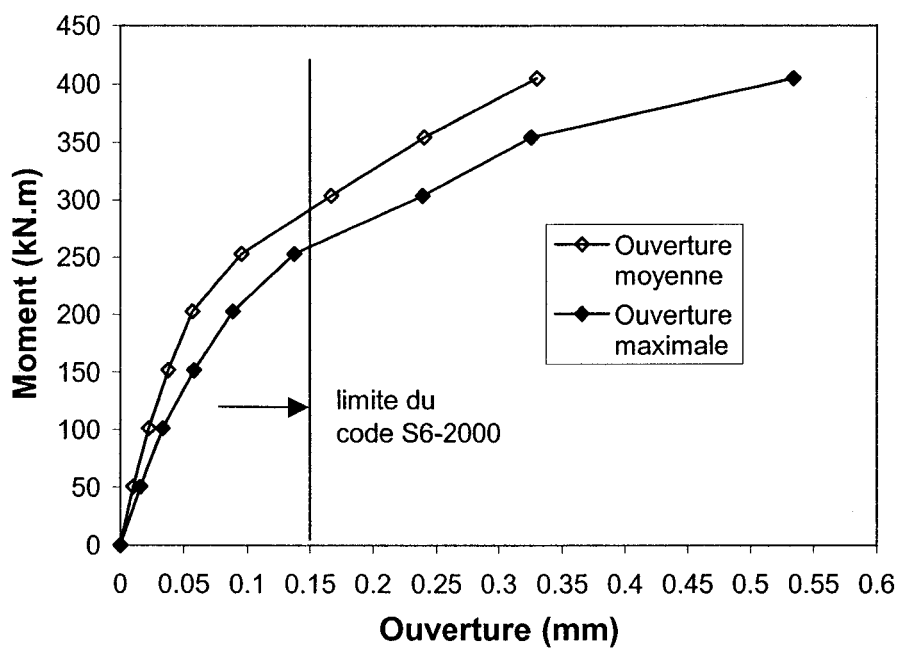


b) Poutre B2

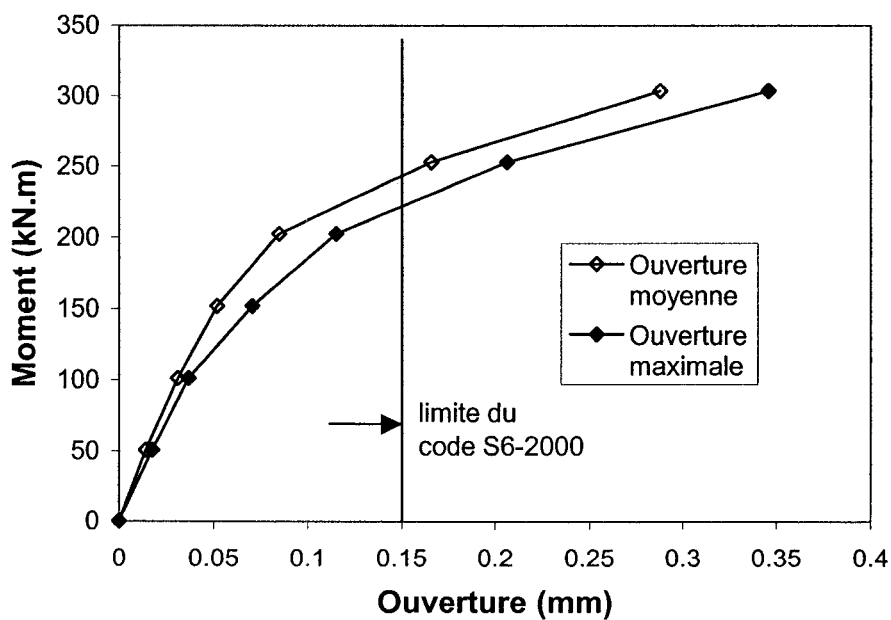


c) Poutre B3

Figure 6.13 : Ouverture des fissures (suite)

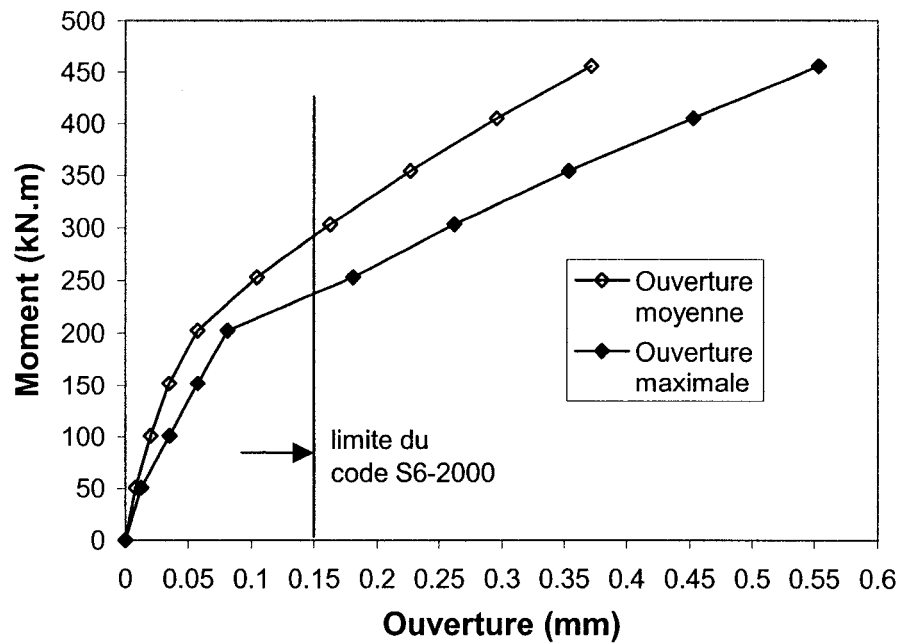


d) Poutre C1



e) Poutre C2

Figure 6.13 : Ouverture des fissures (suite)



f) Poutre C3

Figure 6.13 : Ouverture des fissures (suite)

Le Tableau 6.7 présente une synthèse des données reliées à l'ouverture des fissures. On constate que l'on atteint la limite d'ouverture de fissure plus rapidement pour un endommagement plus important. Également, pour un renforcement plus important, la limite est atteinte pour une charge plus grande. Si on regarde l'ouverture des fissures du point de vue de la durabilité, l'ouverture moyenne sera la valeur à considérer alors que si on s'intéresse à la fatigue, c'est l'ouverture maximale qui devra respecter la limite, il y a donc deux états limites distincts qu'il faut considérer.

Même si les poutres testées ne correspondent pas exactement à des poutres réelles, leur comportement permet d'avoir une bonne indication sur le comportement potentiel des poutres réelles.

Tableau 6.7 : Ouverture des fissures, calculée au 1^{er} lit efficace

Poutre	\bar{s} (mm)	s_{max} (mm)	M_{wcode} \bar{w} (kN.m)	$\frac{M_{\bar{wcode}}}{M_{\bar{wcode}A}}$	M_{wcode} w_{max} (kN.m)	$\frac{M_{wcode}}{M_{wcodeA}}$
A	197	230	450	1.0	425	1.0
B1	161	210	570	1.27	480	1.13
B2	126	210	480	1.07	330	0.78
B3	231	390	360	0.80	300	0.71
C1	175	220	285	0.63	210	0.49
C2	254	415	235	0.52	215	0.51
C3	165	220	290	0.64	235	0.55

6.3.5 Sollicitation des torons de précontrainte

L'essai de sollicitation en traction des torons de précontrainte, présenté ci-dessous était nécessaire pour plusieurs raisons :

- la valeur maximale de la contrainte dans le toron survient au droit de la fissure;
- le logiciel A.I.S., qui sera présenté au chapitre 7, effectue les calculs au droit de la fissure et permet donc d'obtenir la contrainte à la fissure;
- dans un souci de comparaison entre les résultats expérimentaux et les analyses réalisées à l'aide de A.I.S., il était nécessaire de connaître ce paramètre.

6.3.5.1 Montage

La Figure 6.14 illustre un phénomène connu, à savoir que les déformations dans les torons de précontrainte varient le long d'un élément fissuré. On constate que la déformation le long du toron n'est pas constante, elle augmente au droit des fissures et diminue entre les fissures. Les déformations dans les torons au droit des fissures sont supérieures aux déformations moyennes mesurées en surface. Il est donc nécessaire d'établir la relation entre les déformations externes et les déformations maximales au droit des fissures.

Lors des essais de poutre, les mesures sur le béton, enregistrées avec les repères mécaniques, correspondaient à des valeurs moyennes de déformations. Or, on sait qu'à l'endroit exact de la fissure, la déformation subie par le toron est ponctuelle, maximale et supérieure à la déformation moyenne observée entre 2 repères mécaniques.

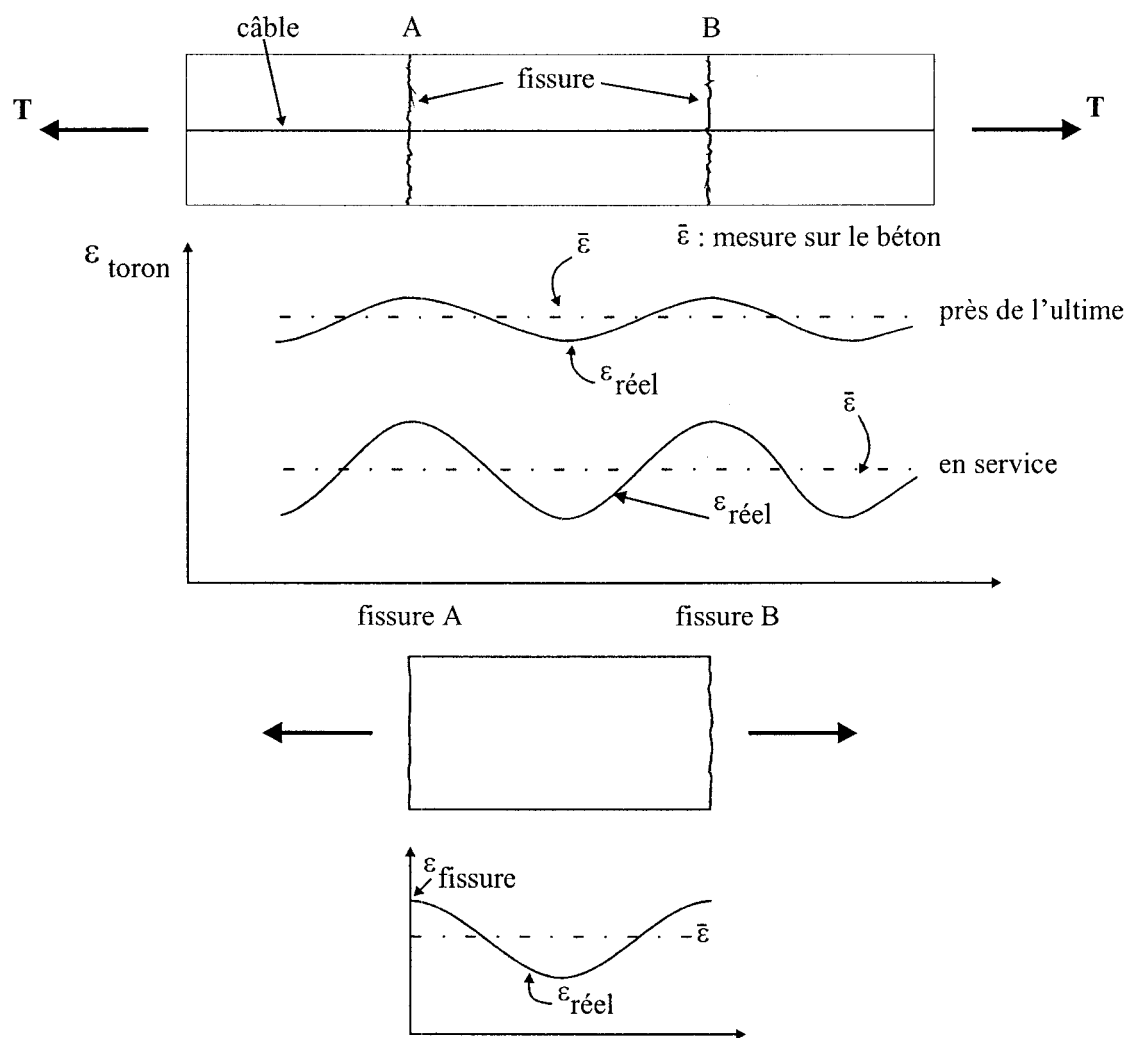


Figure 6.14 : Déformation du toron de précontrainte

Plusieurs raisons justifiaient alors la nécessité de réaliser un essai connexe afin de déterminer avec exactitude la déformation des torons au droit des fissures, parmi lesquelles :

- la difficulté d'instrumenter des torons;
- l'impossibilité de prévoir où le béton se fissure;

- les mesures des déformations sont prises avec les repères mécaniques placés sur le béton ($\bar{\varepsilon}$);
- le glissement possible au niveau de l'ancrage fait en sorte que $\varepsilon_{fissure} \geq \bar{\varepsilon}$.

Dans le but d'établir cette relation entre la tension des torons et les déformations mesurées avec les repères mécaniques situés sur le béton au droit des lits de précontrainte, un test de raidissement en traction a été réalisé.

Cet essai consistait à soumettre un élément à de la traction. Celui-ci était constitué de quatre torons enrobés de béton modélisant ainsi un des lits de précontrainte que l'on retrouve dans les poutres testées. Les dimensions concernant la largeur, l'espacement des torons et l'enrobage sont identiques à celles des poutres donnant ainsi un élément de 400 x 250 x 50 mm.

Tel que mentionné précédemment, l'espacement moyen des fissures mesuré sur les poutres pendant les tests étant en moyenne de 200 ± 20 mm, une entaille à la mi-hauteur du spécimen a donc été pratiquée afin de faciliter la fissuration et d'obtenir un patron de fissuration similaire à ceux déjà observés. Toujours avec l'objectif de reproduire un comportement aussi fidèle que possible, le béton utilisé avait des caractéristiques équivalentes à celui des poutres en particulier pour la taille des granulats et la résistance en compression, et donc en traction du béton.

$$f'_c = 47 \text{ MPa}$$

La Figure 6.15 illustre le montage utilisé. Celui-ci est isostatique, de sorte que la force dans les torons est connue et mesurée par 4 cellules de charge.

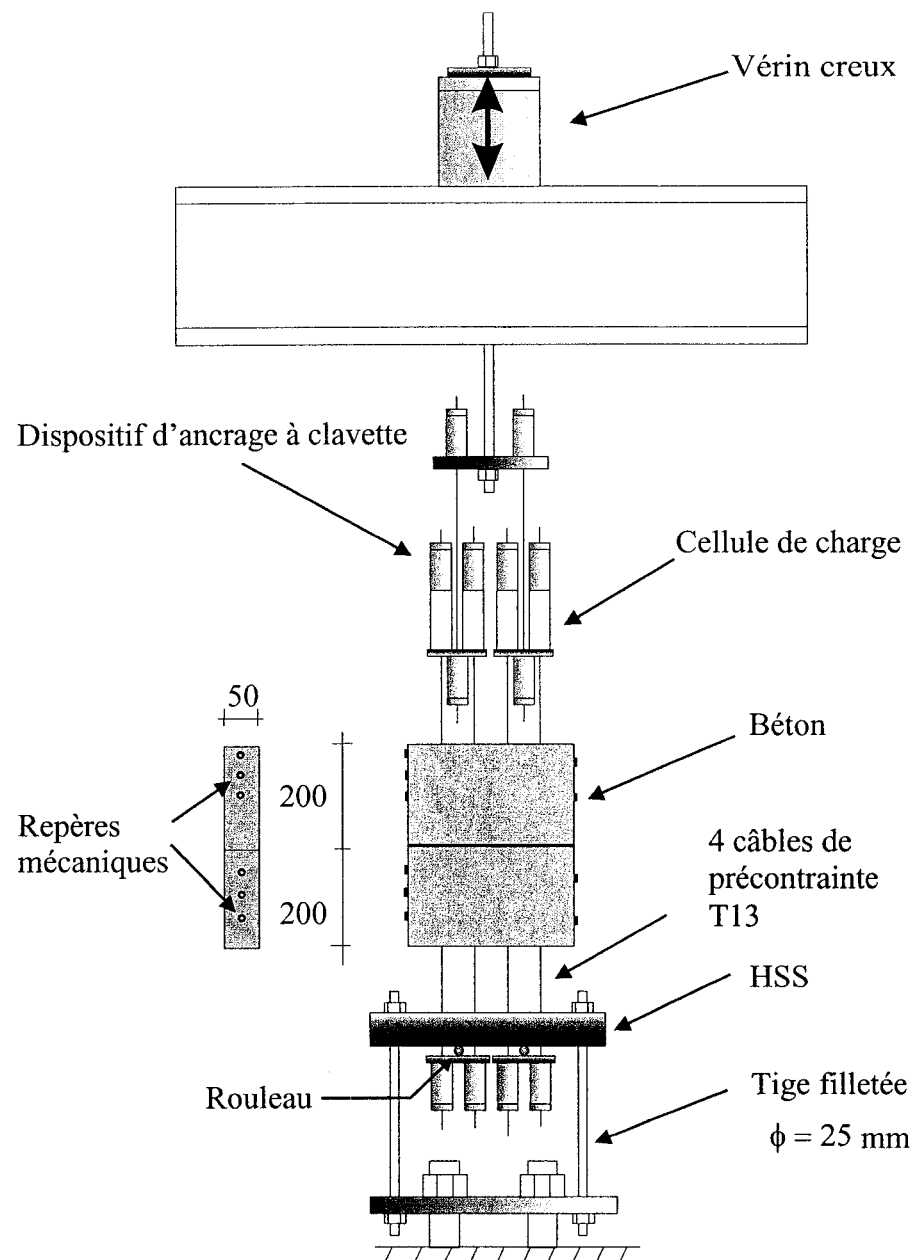


Figure 6.15 : Montage de l'essai de raidissement en traction

Les mesures des forces dans les torons mesurées par les cellules de charge et des déformations du béton obtenues à l'aide des repères mécaniques situés sur les tranches de l'éléments ont permis de tracer la courbe présentée à la Figure 6.16.

6.3.5.2 Résultats expérimentaux

La Figure 6.16 présente la courbe résultant de l'essai. Celle-ci permet de visualiser la contribution du béton pendant le processus de fissuration et tient compte de l'ancrage entre les torons de précontrainte et le béton. En effet, on constate trois phases distinctes délimitées par deux phénomènes précis : la stabilisation de la fissuration et la perte d'adhérence entre l'acier et le béton conduisant à une perte du lien mécanique.

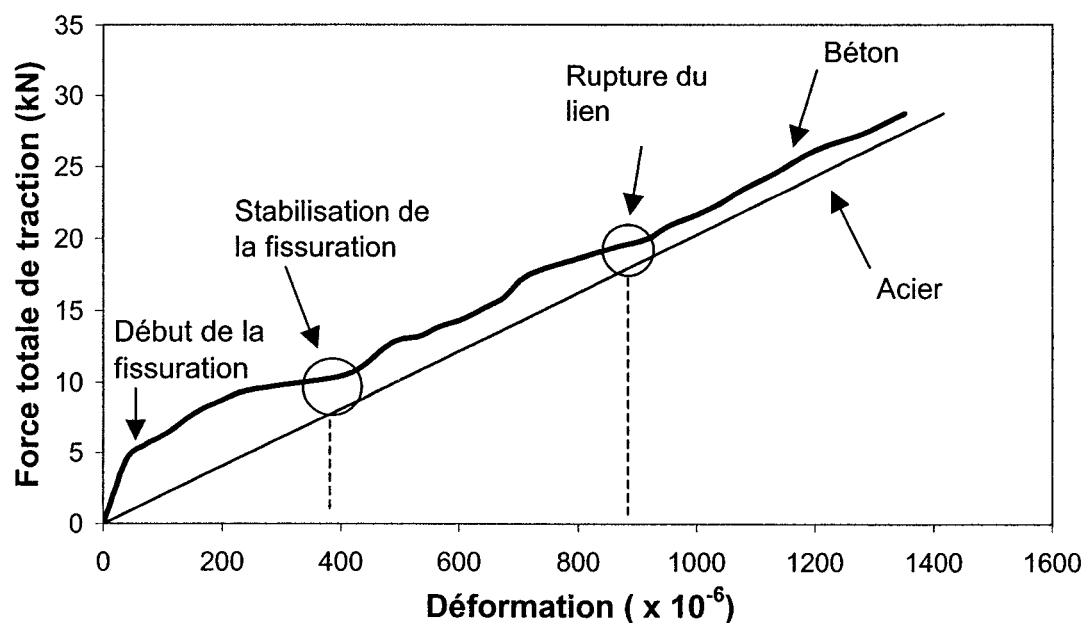


Figure 6.16 : Courbe de raidissement en traction

La première phase consiste en l'amorce et la propagation des fissures. Suite à la stabilisation, la deuxième correspond au travail conjoint de l'acier et du béton qui sont

parfaitement liés mécaniquement. Enfin, la perte d'adhérence des aciers provoque un glissement de ces derniers et seule la friction entre le béton et les câbles offre une résistance.

L'étude de la deuxième phase de la courbe (Figure 6.16), permet de déterminer quel incrément de déformation, $\Delta\varepsilon$, il faut ajouter aux déformations expérimentales lues à la surface du béton afin d'obtenir la valeur maximale au niveau de la fissure. La Figure 6.17 illustre le calcul réalisé.

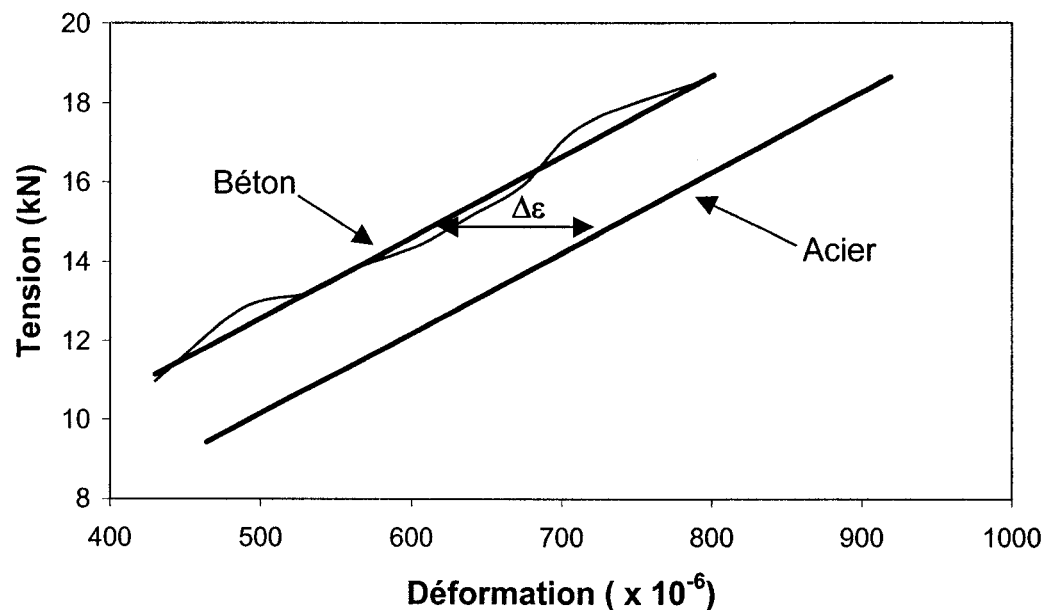


Figure 6.17 : Raidissement en traction : Étude de la deuxième phase

La Figure 6.17 présente les régressions linéaires effectuées afin d'obtenir un modèle mathématique de la deuxième phase identifiée précédemment. Les équations ont permis de calculer l'incrément de déformation suivant :

$$\Delta\varepsilon = 118 \mu\varepsilon$$

Soit un incrément de contrainte :

$$\Delta\sigma = 24.3 \text{ MPa}$$

Ainsi, on peut considérer que :

$$\varepsilon_{\text{toron}} = \varepsilon_{\text{béton}} + \Delta\varepsilon \quad (6.2)$$

avec $\varepsilon_{\text{béton}}$: Déformations moyennes du béton.

6.3.5.3 Calcul de la sollicitation des torons de précontrainte

Suite à l'analyse effectuée dans la section précédente, la valeur maximale de la déformation subie par les torons, après le début de la fissuration, s'obtient en ajoutant un incrément de déformation $\Delta\varepsilon$ correspondant à 118 micro-déformations aux mesures de plots réalisées à la surface du béton.

En appliquant ce principe aux résultats des essais réalisés, et en calculant les déformations correspondantes, on trouve les courbes présentées à la Figure 6.18. Ce calcul est effectué pour le lit de précontrainte efficace le plus proche de la fibre inférieure.

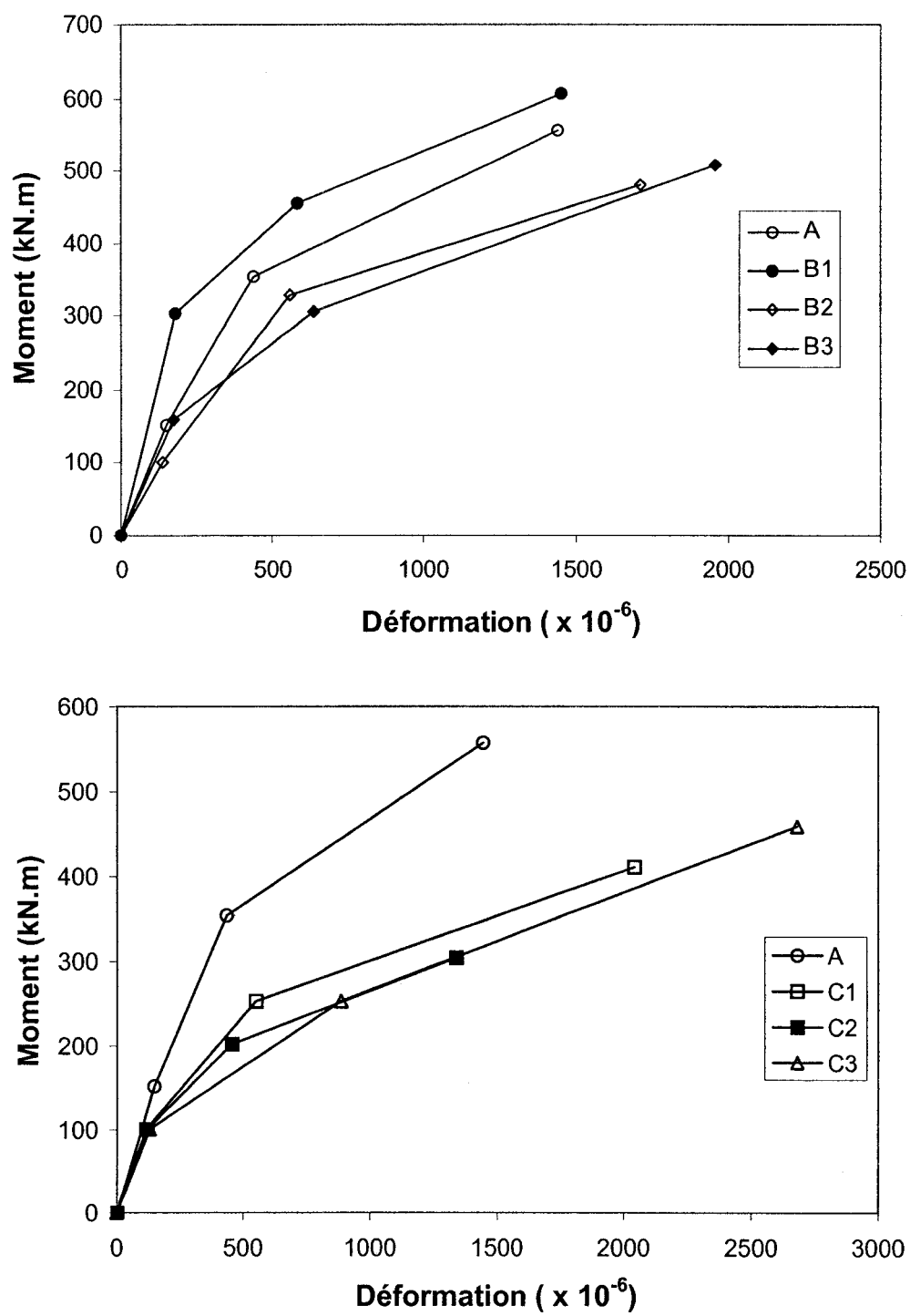


Figure 6.18 : Déformations corrigées des torons de précontrainte

Ces deux graphiques confirment les informations présentées précédemment, puisqu'on observe que les poutres renforcées avec des matériaux composites fissurent plus rapidement, ainsi, pour un même niveau de charge, la fissuration est plus avancée dans celles renforcées et la déformation des torons est plus importante.

Il est intéressant de noter que les sollicitations les plus importantes se retrouvent dans les cas d'endommagement les plus importants, même si la rangée des torons efficaces est plus éloignée de la fibre inférieure.

6.4 Essai de fatigue à amplitude variable

Un essai de chargement-déchargement à amplitude variable a été réalisé sur la poutre C4. Ce n'est pas un essai de fatigue puisque qu'il y a peu de cycles et la fréquence est faible, mais le but était de faire ressortir certains effets qui seraient plus amplifiés par un chargement de fatigue réel.

6.4.1 Protocole de chargement

Le protocole de chargement a été déterminé dans le but de soumettre la poutre à une amplitude de charge au-delà de laquelle elle fissure et qui se traduit à une variation de contrainte d'environ 125 MPa dans les torons de précontrainte, tel que prescrit par le code CSA/S6-2000.

La plage de moment appliqué a été évaluée à 250 – 310 kN.m. Ces valeurs ont été calculées en se basant sur les déformations obtenues des mesures sur les repères mécaniques et en faisant l'hypothèse que la valeur moyenne, mesurée en surface, approchera la valeur réelle dans les torons (aucune correction apportée).

L'essai a été composé de cinq phases de chargement :

- Phase 1 : 10 cycles d'amplitude 60 kN.m (250 – 310 kN.m)
- Phase 2 : 10 cycles d'amplitude $1.5 \times 60 \text{ kN.m} = 90 \text{ kN.m}$
- Phase 3 : 10 cycles d'amplitude $1.0 \times 60 \text{ kN.m} = 60 \text{ kN.m}$
- Phase 4 : 10 cycles d'amplitude $2.0 \times 60 \text{ kN.m} = 120 \text{ kN.m}$
- Phase 5 : 10 cycles d'amplitude $1.0 \times 60 \text{ kN.m} = 60 \text{ kN.m}$

Des lectures ont été prises au début et à la fin de chaque phase comme le montre la Figure 6.19.

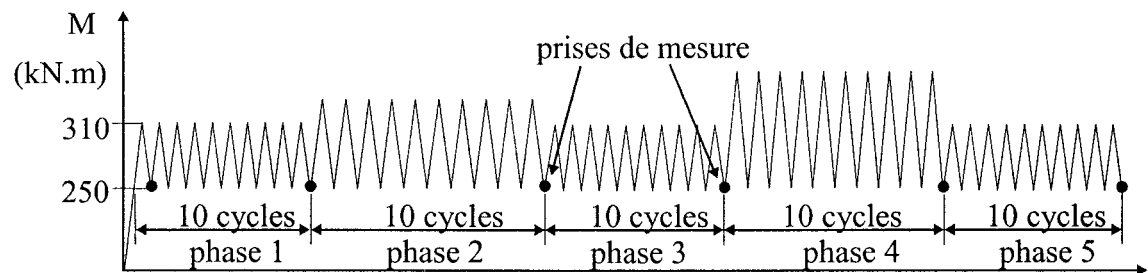


Figure 6.19 : Protocole de chargement

6.4.2 Résultats expérimentaux

Cette section présente une synthèse des mesures relevées pendant les différentes phases de chargement-déchargement.

6.4.2.1 Déformations dans le composite

La Figure 6.20 donne l'évolution de la déformation maximale enregistrée dans le composite au début et à la fin des différentes phases de chargement.

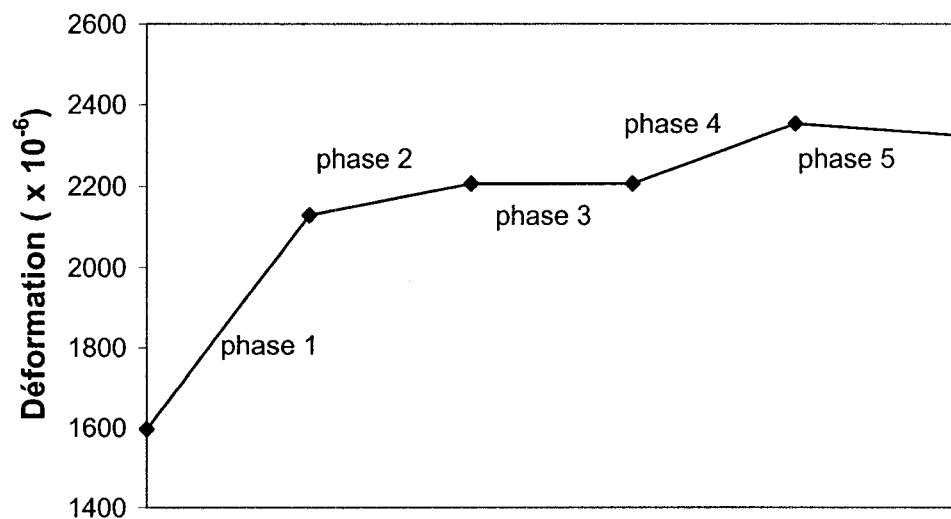


Figure 6.20 : Déformation maximale dans le composite sous les phases de chargement

On note que la majorité de l'augmentation de la déformation se produit lors des cycles de la première phase, les phases d'amplitudes plus importantes ont un effet plus faible. On peut traduire ce phénomène par le fait que la fissuration se produit dès la première phase, ensuite la sollicitation du composite augmente légèrement dû à la fissuration. Le glissement fait en sorte que la déformation maximale demeure inchangée même si l'amplitude diminue.

6.4.2.2 Flèche

Tel que précédemment, la Figure 6.21 présente les valeurs de flèche mesurée au début et à la fin de chaque phase.

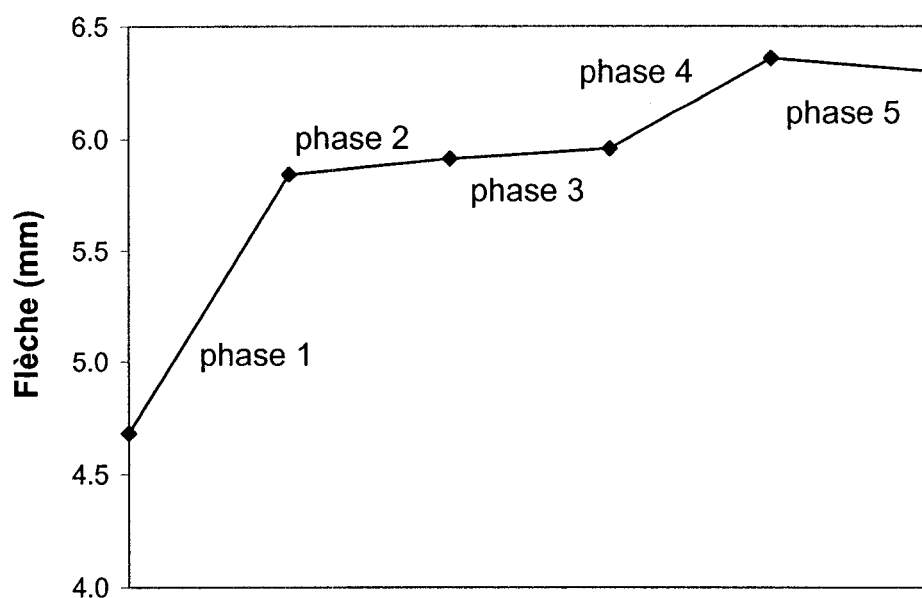


Figure 6.21 : Évolution de la flèche sous les phases de chargement

Comme pour les déformations sur le composite, l'allure de la courbe confirme que l'augmentation principale de la flèche a lieu lors des premiers cycles suite à la fissuration. Ici aussi, la flèche ne diminue pas quand le chargement diminue.

6.4.2.3 Déformation du béton

Une fois de plus, l'allure de la courbe de la Figure 6.22 est identique aux précédentes.

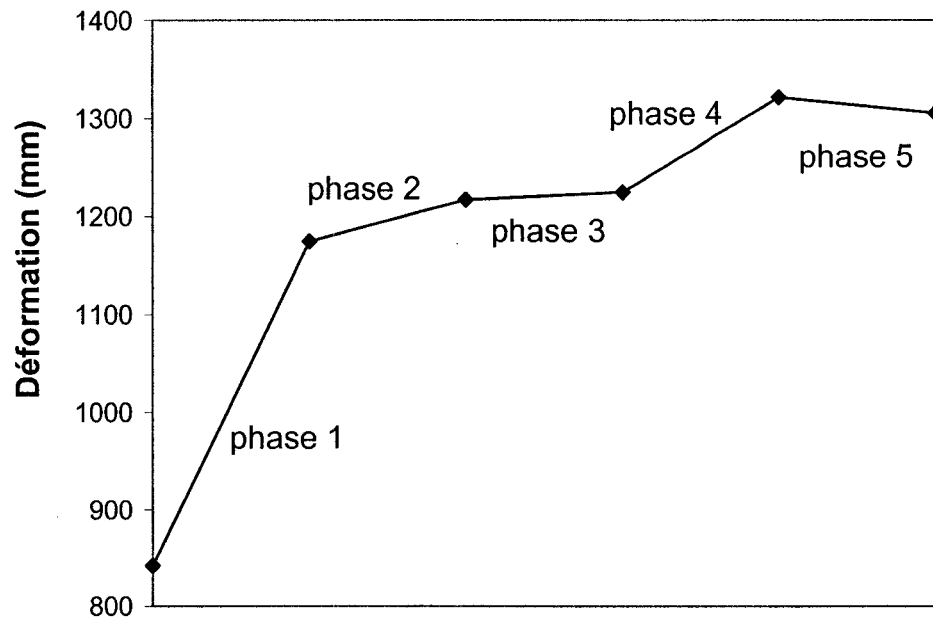


Figure 6.22 : Déformation en traction du béton sous les phases de chargement

6.4.2.4 Sollicitation des torons

L'évolution de la déformation maximale enregistrée sur le béton au niveau du premier lit de précontrainte efficace est présentée à la Figure 6.23. L'allure de la courbe est comparable à celle des autres paramètres présentés précédemment.

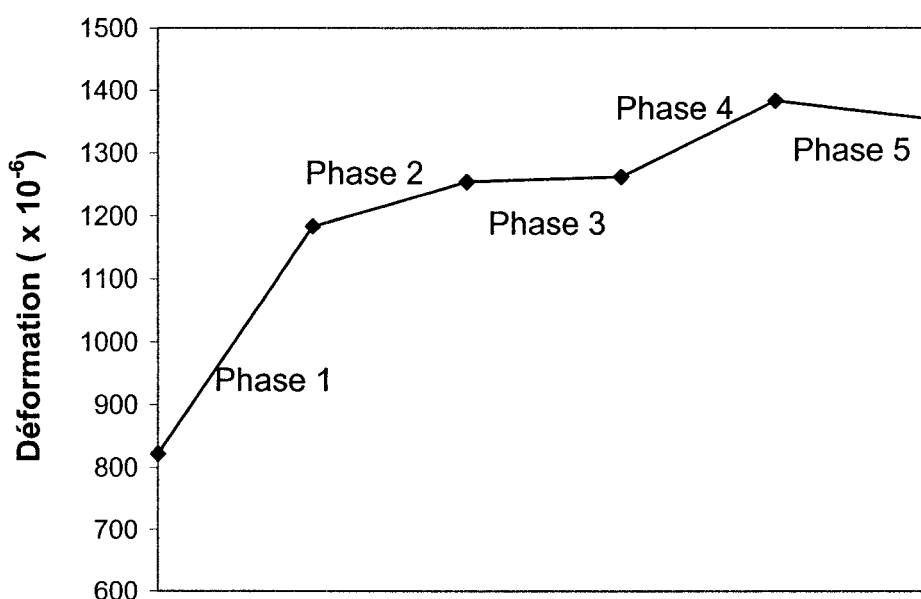


Figure 6.23 : Déformations au niveau des torons de précontrainte efficaces sous les phases de chargement

6.4.2.5 Comportement suite aux phases de chargement

Le Tableau 6.8 regroupe les données caractéristiques du comportement de la poutre soumise à un test de fatigue à grande amplitude (C4) et celles de la poutre présentant les mêmes niveaux d'endommagement et de renforcement (C2).

Tableau 6.8 : Données récapitulatives

Poutre	À la fissuration		À l'ultime	
	C4	C2	C4	C2
Moment (kN.m)	256	257	760	765
Flèche (mm)	4.7	6.6	35.4	45.1
ε_{FRP} ($\mu\varepsilon$)	1596	1164	5880	5186
$\varepsilon_{\text{béton en traction}}$ ($\mu\varepsilon$)	1090	1044	7726	15204

Au vu de ces données, les différentes phases de chargement n'ont pas eu de conséquences néfastes sur le comportement de la section. Les quelques différences remarquées pourraient être le résultat du changement de position des ancrages en fibres de verre.

Chapitre 7

Analyse théorique

7.1 Généralités

L'analyse théorique des différents essais réalisés dans le cadre du programme expérimental a été effectuée à l'aide du logiciel A.I.S, pour Analyse Inélastique des Structures. Le présent chapitre se propose de décrire ce logiciel et de présenter les simulations qu'il a permis de réaliser pour modéliser les poutres du programme expérimental.

7.2 Présentation du logiciel A.I.S.

7.2.1 Introduction

Le logiciel A.I.S. a été développé en 2001 par Sylvain Bédard à l'ÉPM pour l'usage exclusif de la Direction des Structures du MTQ. Il se présente sous la forme d'un programme utilisant le langage de programmation Visual Basic et supporté par une plate-forme Excel. Il permet de réaliser l'analyse du comportement d'une section définie soumise à un historique de chargement lui aussi définissable. C'est la version 1.0 du logiciel qui sera utilisée dans le projet.

7.2.2 Hypothèses de calcul

L'analyse produite par le logiciel se fait selon trois hypothèses :

- la compatibilité des déformations entre les matériaux;
- les sections demeurent planes en tout temps;
- le béton n'a aucune contribution post-fissuration.

Il faut noter également que, dans la version actuelle, les calculs effectués ne tiennent pas compte des phénomènes de retrait et de fluage.

La comparaison des simulations théoriques et des données expérimentales obtenues des essais permettra, le cas échéant, soit de corriger certains paramètres du logiciel pour le rendre plus efficace et plus représentatif de la réalité, soit de choisir les valeurs des paramètres pour la modélisation.

7.3 *Calcul de la tension initiale des torons*

La force exercée sur les torons lors de la mise sous tension faite en usine était de 60 kN, ce qui correspond à une contrainte initiale de 608 MPa. Cette contrainte initiale diminue dû au retrait, au fluage et à la relaxation.

7.3.1 Mesure expérimentale des pertes de précontrainte

Les pertes de tension dues au raccourcissement élastique, aux phénomènes de retrait et de fluage, ainsi qu'à la relaxation des aciers, ont été calculées à l'aide des déformations du béton, survenues entre le jour de la coulée et celui du test, mesurées à l'aide de repères mécaniques positionnés tel que montré sur la Figure 7.1.

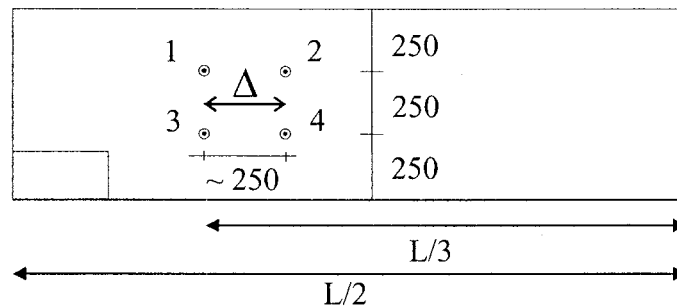


Figure 7.1 : Mesure du retrait et du fluage

Une première mesure a été prise dès que la consistance du béton le permettait soit 24 heures après le début de la coulée. Une autre série de lectures réalisée au début de la campagne d'essai a permis de déterminer l'ensemble des déformations provoquant des pertes de précontrainte. Celles-ci sont présentées sur la Figure 7.2.

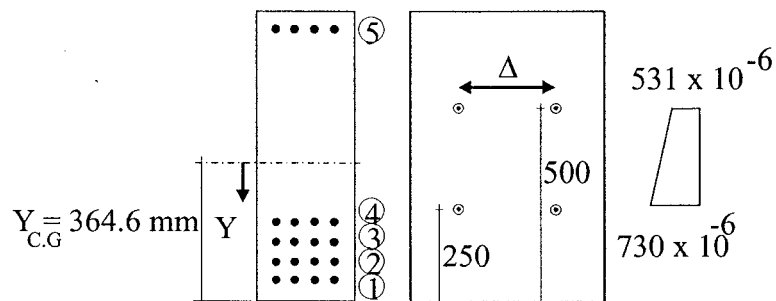


Figure 7.2 : Déformations dues au retrait et au fluage

Le raisonnement suivant permet d'obtenir une équation de variation de déformation :

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{N}{EA} + \frac{M \cdot y}{EI} \quad (7.1)$$

$$\Delta\varepsilon = \frac{\Delta N}{EA} + \frac{\Delta M.y}{EI} \quad (7.2)$$

avec

$$\Delta\varepsilon_{c.g.} = \frac{\Delta N}{EA} \quad (7.3)$$

et

$$\Delta\psi = \frac{\Delta M}{EI} \quad (7.4)$$

où

$\Delta\psi$ est l'incrément de la courbure

donc

$$\Delta\sigma = E.\Delta\varepsilon = E_{\text{toron}}(\Delta\varepsilon_{c.g.} + \Delta\psi.y) \quad (7.5)$$

En utilisant l'équation ci-dessus, on obtient les pertes de tension suivantes :

$$\Delta\sigma_1 = -180.2 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_2 = -172.0 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_3 = -163.8 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_4 = -155.7 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_5 = -74.8 \text{ MPa}$$

Le calcul de la contrainte exacte dans les câbles au début du programme expérimental s'effectue avec l'équation suivante :

$$\sigma_i = \sigma_{i0} + \Delta\sigma_i \quad (7.6)$$

avec

$$\sigma_{i0} = 608 \text{ MPa}$$

on obtient alors les valeurs suivantes :

$$\sigma_1 = 428 \quad \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = 436 \quad \text{MPa}$$

$$\sigma_3 = 442 \quad \text{MPa}$$

$$\sigma_4 = 452 \quad \text{MPa}$$

$$\sigma_5 = 533 \quad \text{MPa}$$

7.3.2 Calcul théorique des pertes de précontrainte

Plusieurs méthodes de calcul sont disponibles. Nous utiliserons celle présentée par Picard (1983) et les équations proposées par le ACI (1992).

Notons que la valeur de la contrainte initiale appliquée aux torons de précontrainte est 608 MPa, ce qui est beaucoup plus faible que celle prescrite par le Code CSA/S6-2000, qui est de l'ordre de $0.75f_{pu} = 1395 \text{ MPa}$. Cette différence ne permet pas d'utiliser les équations présentées dans le Code CSA/S6-2000 qui donnent des valeurs irréalistes.

7.3.2.1 Selon Picard (1983)

Les équations présentées dans cet ouvrage découlent d'une adaptation de différentes méthodes parmi lesquelles ACI (1971) et PCI (1975).

- Pertes instantanées

$$\Delta P = \left(\frac{\sigma_{ba}}{E_{ci}} \right) A_{ps} E_{ps} \quad (7.7)$$

avec

- A_{ps} : Aire des câbles de précontrainte (= 394.8 mm²/lit de précontrainte)
 E_{ci} : Module d'élasticité du béton au moment du transfert (MPa)
 E_{ps} : Module d'élasticité de l'acier de précontrainte (MPa)
 σ_{ba} : Contrainte dans le béton, au niveau du centre de gravité des torons de précontrainte (MPa)

$$E_{c0} = 0.043 \gamma^{1.5} \sqrt{f'_c} \quad (7.8)$$

avec

- γ : Masse volumique du béton (= 2361 kg/m³)
 f'_c : Résistance en compression du béton au moment du transfert (= 35.9 MPa)

$$E_{ci} = 29\,560 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ba} = \frac{P_0}{A} + \frac{P_0 \cdot e \cdot y}{I} + \frac{M_0 y}{I} \quad (7.9)$$

avec

- A : Aire de la section (= 185 921 mm²)
 I : Moment d'inertie de la section (= 9291.6 x 10⁶ mm⁴)
 M_0 : Moment dû au poids propre (= 15.8 kN.m)
 P_0 : Force de précontrainte (= 1200 kN)
 e : Excentricité par rapport au centre de gravité (mm)
 y : Coordonnées des câbles étudiés (mm)

σ_{ba} : Contrainte dans le béton, au niveau du centre de gravité des torons de précontrainte (MPa)

Cette dernière formule permet d'obtenir les valeurs suivantes :

$$\sigma_{ba1} = 10.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ba2} = 10.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ba3} = 9.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ba4} = 8.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ba5} = 1.80 \text{ MPa}$$

Le calcul des pertes instantanées donne les valeurs suivantes :

$$\Delta P_1 = 29.5 \text{ kN}$$

$$\Delta P_2 = 27.6 \text{ kN}$$

$$\Delta P_3 = 25.7 \text{ kN}$$

$$\Delta P_4 = 23.8 \text{ kN}$$

$$\Delta P_5 = 4.9 \text{ kN}$$

- Pertes différées

- Retrait

$$\Delta P_{rb} = \varepsilon_{rt} A_{ps} E_{ps} \quad (7.10)$$

avec

$$\varepsilon_{rt} = \varepsilon_r K_{rh} K_f K_r [f_r(t) - f_r(t_0)] \quad (7.11)$$

et

$$\varepsilon_r = (1130 - 0.0180E_c)10^{-6} \quad (7.12)$$

$$K_{rh} = 1.35 - 0.0070HR \quad (7.13)$$

$$K_f = 1.13 - 0.0035 \frac{V}{S} \quad (7.14)$$

$$K_r = 1 - 17r \quad (7.15)$$

$$f_r(t) = \frac{t}{35 + t} \quad (7.16)$$

en posant

$$HR = 50 \%$$

$$\frac{V}{S} = \frac{bhL}{2hL + 2bL} = \frac{750 \times 250 \times 5500}{2 \times 750 \times 5500 + 2 \times 250 \times 5500} = 93.75 \text{ mm}$$

$$r = \frac{A_{ps}}{A} = 0.01053$$

$$t = 30 \text{ jours}$$

on obtient

$$\varepsilon_r = 590 \times 10^{-6}$$

$$K_{rh} = 1.00$$

$$K_f = 0.802$$

$$K_r = 0.821$$

$$f_r(t) = 0.462$$

$$\varepsilon_{rt} = 180 \times 10^{-6}$$

et

$$\Delta P_{rb} = 72.8 \text{ kN}$$

○ Fluage

$$\Delta P_f = \varepsilon_{ft} A_{ps} E_{ps} \quad (7.17)$$

avec

$$\varepsilon_{fi} = \varepsilon_f K_{fh} K_f K_a f_f(t) \quad (7.18)$$

et

$$\varepsilon_f = (235 - 0.005 E_c) 10^{-6} \geq 25 \times 10^{-6} (MPa)^{-1} \quad (7.19)$$

$$K_{fh} = 1.145 - 0.0029 HR \quad (7.20)$$

$$K_a = 1.26 - 0.037 t_a \quad (7.21)$$

$$f_f(t) = \frac{t^{0.6}}{10 + t^{0.6}} \quad (7.22)$$

en conservant les mêmes données que dans le calcul du retrait, on obtient :

$$\varepsilon_f = 65.55 \times 10^{-6} MPa^{-1}$$

$$K_{fh} = 1.00$$

$$K_f = 0.802$$

$$K_a = 1.223$$

$$f(t) = 0.43$$

$$\varepsilon_{fi} = 27.6 \times 10^{-6}$$

et

$$\Delta P_{f1} = 24.1 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{f2} = 22.5 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{f3} = 21.0 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{f4} = 19.4 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{f5} = 4.0 \text{ kN}$$

○ Relaxation des aciers

$$\Delta \sigma_n = \sigma_{in} \left(\frac{\log 24 t_j - \log 24 t_i}{45} \right) \left(\frac{\sigma_{in}}{f_{py}} - 0.55 \right) \quad (7.23)$$

avec

- t_i : Temps au début de l'intervalle étudié (= 1 jours)
 t_j : Temps à la fin de l'intervalle étudié (= 30 jours)
 σ_{in} : Contrainte initiale diminuée des pertes élastiques (MPa)

on trouve :

$$\sigma_{in1} = 533 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{in2} = 538 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{in3} = 543 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{in4} = 548 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{in5} = 596 \text{ MPa}$$

et

$$\Delta\sigma_1 = 4.05 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_2 = 4.04 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_3 = 4.02 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_4 = 4.00 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_5 = 3.80 \text{ MPa}$$

7.3.2.2 Méthode ACI (1992)

- Fluage

$$\varepsilon_{totale} = \frac{\sigma}{E_c(t)} [1 + \phi(t, t_0)] \quad (7.24)$$

avec

$E_c(t)$: Module élastique du béton au temps t (MPa)

$\phi(t, t_0)$: Coefficient de fluage entre les temps t et t_0

$$\phi(t, t_0) = \phi(\infty) \frac{(t - t_0)^{0.6}}{10 + (t - t_0)^{0.6}} \quad (7.25)$$

t : Âge du béton au moment considéré (= 30 jours)

t_0 : Âge du béton au moment du transfert (= 1 jour)

$$\phi(\infty) = 2.35\gamma_c \quad (7.26)$$

$$\gamma_c = \gamma_{la} \gamma_{HR} \gamma_h \gamma_s \gamma_\psi \gamma_\eta \quad (7.27)$$

$$\gamma_{la} = 1.25(t_0)^{-0.118} \quad (7.28)$$

$$\gamma_{HR} = 1.27 - 0.0067HR \quad (7.29)$$

$$\gamma_h = \frac{2}{3} \left[1 + 1.13e^{\left(-0.0213 \frac{V}{S}\right)} \right] \quad (7.30)$$

avec les mêmes données que les calculs précédents, on trouve :

$$\gamma_{la} = 1.25$$

$$\gamma_{HR} = 0.935$$

$$\gamma_h = 0.769$$

on pose

$$\gamma_s = 1.00$$

$$\gamma_\psi = 1.00$$

$$\gamma_\eta = 1.00$$

on trouve ainsi :

$$\gamma_c = 0.899$$

$$\phi(\infty) = 2.112$$

$$\phi_{(30,1)} = 0.907$$

et

$$\varepsilon_I = 604.9 \times 10^{-6}$$

$$\varepsilon_2 = 566.1 \times 10^{-6}$$

$$\varepsilon_3 = 526.8 \times 10^{-6}$$

$$\varepsilon_4 = 487.9 \times 10^{-6}$$

$$\varepsilon_5 = 101.3 \times 10^{-6}$$

- Retrait

$$\varepsilon_{sh}(t, t_{sh,0}) = \varepsilon_{sh}(\infty) \frac{(t - t_{sh,0})}{35 + (t - t_{sh,0})} \quad (7.31)$$

avec

$\varepsilon_{sh}(\infty)$: Coefficient de retrait ultime

$t_{sh,0}$: Âge du béton au début du séchage (= 0 jours)

$$\varepsilon_{sh}(\infty) = -780 \gamma_{sh} \quad (7.32)$$

$$\gamma_{sh} = \gamma_{RH} \gamma_h \gamma_s \gamma_\psi \gamma_\eta \gamma_c \quad (7.33)$$

$$\gamma_{RH} = 1.4 - 0.01 RH \quad (7.34)$$

$$\gamma_h = 1.2 e^{(-0.00472 \frac{V}{S})} \quad (7.35)$$

$$\gamma_c = 0.75 + 0.00061 C \geq 1 \quad (7.36)$$

avec

C : Dosage en ciment (kg/m³)

En posant $C = 520 \text{ kg/m}^3$, et en conservant les mêmes données utilisées précédemment, on calcule :

$$\gamma_{HR} = 0.9$$

$$\gamma_h = 0.771$$

$$\gamma_c = 1.067$$

On pose

$$\gamma_s = 1.0$$

$$\gamma_\psi = 1.0$$

$$\gamma_\eta = 1.0$$

On trouve alors :

$$\gamma_{sh} = 0.74$$

$$\varepsilon_{sh}(\infty) = -577.2 \times 10^{-6}$$

$$\varepsilon_{sh}(30,0) = -266.4 \times 10^{-6}$$

7.3.2.3 Comparaison des résultats

Le Tableau 7.1 présente les valeurs de pertes obtenues expérimentales et calculées théoriquement selon différentes méthodes.

Tableau 7.1 : Pertes de précontrainte

Pertes	Picard (1983)	ACI (1992)	
Instantanées + Fluage	$\Delta\sigma_1 = - 136 \text{ MPa}$	$\Delta\sigma_1 = - 124 \text{ MPa}$	
	$\Delta\sigma_2 = - 127 \text{ MPa}$	$\Delta\sigma_2 = - 116 \text{ MPa}$	
	$\Delta\sigma_3 = - 118 \text{ MPa}$	$\Delta\sigma_3 = - 108 \text{ MPa}$	
	$\Delta\sigma_4 = - 109 \text{ MPa}$	$\Delta\sigma_4 = - 100 \text{ MPa}$	
	$\Delta\sigma_5 = - 22 \text{ MPa}$	$\Delta\sigma_5 = - 21 \text{ MPa}$	
Retrait	$\Delta\sigma_r = - 37 \text{ MPa}$	$\Delta\sigma_r = - 55 \text{ MPa}$	
Relaxation des aciers	$\Delta\sigma_1 = - 4 \text{ MPa}$	$\Delta\sigma_1 = - 4 \text{ MPa}$	
	$\Delta\sigma_2 = - 4 \text{ MPa}$	$\Delta\sigma_2 = - 4 \text{ MPa}$	
	$\Delta\sigma_3 = - 4 \text{ MPa}$	$\Delta\sigma_3 = - 4 \text{ MPa}$	
	$\Delta\sigma_4 = - 4 \text{ MPa}$	$\Delta\sigma_4 = - 4 \text{ MPa}$	
	$\Delta\sigma_5 = - 4 \text{ MPa}$	$\Delta\sigma_5 = - 4 \text{ MPa}$	
Totales	$\Delta\sigma_1 = - 177 \text{ MPa}$	$\Delta\sigma_1 = - 183 \text{ MPa}$	$\Delta\sigma_1 = - 180 \text{ MPa}$
	$\Delta\sigma_2 = - 168 \text{ MPa}$	$\Delta\sigma_2 = - 175 \text{ MPa}$	$\Delta\sigma_2 = - 172 \text{ MPa}$
	$\Delta\sigma_3 = - 159 \text{ MPa}$	$\Delta\sigma_3 = - 167 \text{ MPa}$	$\Delta\sigma_3 = - 164 \text{ MPa}$
	$\Delta\sigma_4 = - 150 \text{ MPa}$	$\Delta\sigma_4 = - 159 \text{ MPa}$	$\Delta\sigma_4 = - 156 \text{ MPa}$
	$\Delta\sigma_5 = - 63 \text{ MPa}$	$\Delta\sigma_5 = - 80 \text{ MPa}$	$\Delta\sigma_5 = - 75 \text{ MPa}$

**Valeurs
expérimentales :**

Compte tenu de la précision de ces méthodes la prédiction est très bonne, mais on constate que la méthode préconisée par le ACI semble légèrement plus précise que celle présentée par Picard (1983). En effet, les valeurs obtenues par la méthode du ACI sont plus proches des valeurs mesurées expérimentalement que celles calculées avec l'autre méthode.

7.3.3 Modélisation des pertes dans A.I.S.

7.3.3.1 Détermination des pertes de précontraintes différées

Le logiciel calcule automatiquement les pertes de précontraintes instantanées, les données de modélisation concernant la tension des câbles doivent donc tenir compte uniquement des pertes différées. Or, les mesures expérimentales ne permettent pas de différencier les pertes. Il a donc fallu utiliser un processus itératif en supposant des valeurs de pertes différées lors de la modélisation dans A.I.S. et en vérifiant que le total des pertes calculé par le logiciel correspond à celui mesuré expérimentalement.

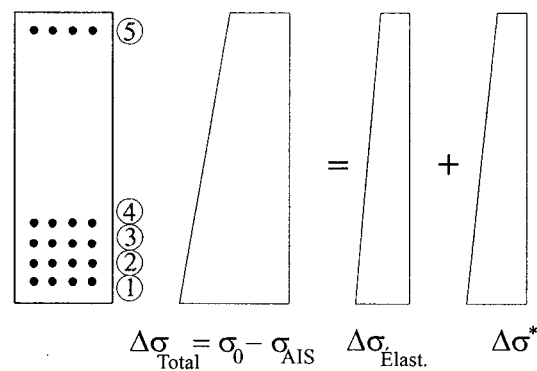


Figure 7.3 : Détermination des pertes différées

avec

$\Delta\sigma_{\text{Elast.}}$: Pertes instantanées calculées automatiquement par A.I.S (non accessible)

$\Delta\sigma_{\text{Total}}$: Pertes totales mesurées expérimentalement ou par différence de la contrainte initiale et de la valeur donnée par A.I.S.

$\Delta\sigma^*$: Pertes différées supposées

$\sigma_{\text{A.I.S.}}$: Contrainte donnée comme résultat par A.I.S.

σ_0 : Contrainte initiale (= 608 MPa)

Le processus d'itération a permis d'aboutir aux valeurs suivantes :

$$\Delta\sigma_1 = -121.2 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_2 = -109.1 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_3 = -105.2 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_4 = -101.3 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_5 = -61.5 \text{ MPa}$$

7.3.3.2 Adaptation à l'ensemble des éléments

Ces valeurs ont été obtenues en utilisant des mesures prises sur la poutre de type A. Le rapport des modules élastiques des différentes poutres et de la poutre A permet d'ajuster les pertes calculées à tous les spécimens. Le Tableau 7.2 rassemble les résultats obtenus.

Tableau 7.2 : Pertes et tension finale des câbles

Poutre	E_i (MPa)	$n_i = \frac{E_i}{E_A}$	$\Delta\sigma$ (MPa)	σ (MPa)
A	33 890	1.0	$\Delta\sigma_1 = -121$ $\Delta\sigma_2 = -110$ $\Delta\sigma_3 = -105$ $\Delta\sigma_4 = -101$ $\Delta\sigma_5 = -62$	$\sigma_1 = 487$ $\sigma_2 = 499$ $\sigma_3 = 503$ $\sigma_4 = 507$ $\sigma_5 = 547$
B1	33 830	1.0	$\Delta\sigma_1 = -121$ $\Delta\sigma_2 = -110$ $\Delta\sigma_3 = -105$ $\Delta\sigma_4 = -101$ $\Delta\sigma_5 = -62$	$\sigma_1 = 487$ $\sigma_2 = 499$ $\sigma_3 = 503$ $\sigma_4 = 507$ $\sigma_5 = 547$
B2	33 890			
B3	33 830			
C1	31 040	1.1	$\Delta\sigma_1 = -133$ $\Delta\sigma_2 = -120$ $\Delta\sigma_3 = -116$ $\Delta\sigma_4 = -111$ $\Delta\sigma_5 = -68$	$\sigma_1 = 475$ $\sigma_2 = 488$ $\sigma_3 = 492$ $\sigma_4 = 497$ $\sigma_5 = 540$
C2	31 040			
C3	31 130			
C4	31 130			

7.4 Propriétés du béton

Les propriétés mécaniques du béton ont été tirées des essais effectués sur les cylindres prélevés lors de la fabrication. Or, les essais de compression sur les cylindres surestiment les valeurs réelles de la résistance dans les fissures. Ainsi, comme la norme CSA/A23.3 (1994) le prescrit, les valeurs de résistance obtenues des essais seront diminuées de 10 % lors de la modélisation dans A.I.S, ce qui permettra de faire une comparaison réaliste des résultats expérimentaux et analytiques.

7.5 Propriétés du matériau composite

Le composite conserve un comportement linéaire, cependant suite aux observations faites lors de la campagne d'essai, on constate que la charge appliquée et la déformation du composite ne sont pas liées linéairement comme le montre les figures 5.8 et 6.9. Les modèles de comportement de l'acier, du béton et du composite ne changent pas selon les circonstances, mais la manière dont se répartissent les charges, contraintes et déformations entre les matériaux dépend de l'évolution du système, et cette répartition peut avoir une allure différente de chacune des courbes de comportement de chaque matériaux.

La modélisation des propriétés du matériau composite devait tenir compte du fait que la déformation maximale n'est pas la valeur théorique indiquée et que le glissement limite l'efficacité de celui-ci. On remarque que le comportement de l'ensemble composite-colle tel qu'il a été observé pendant les essais peut être modélisé avec une allure telle que la montre la Figure 7.4.

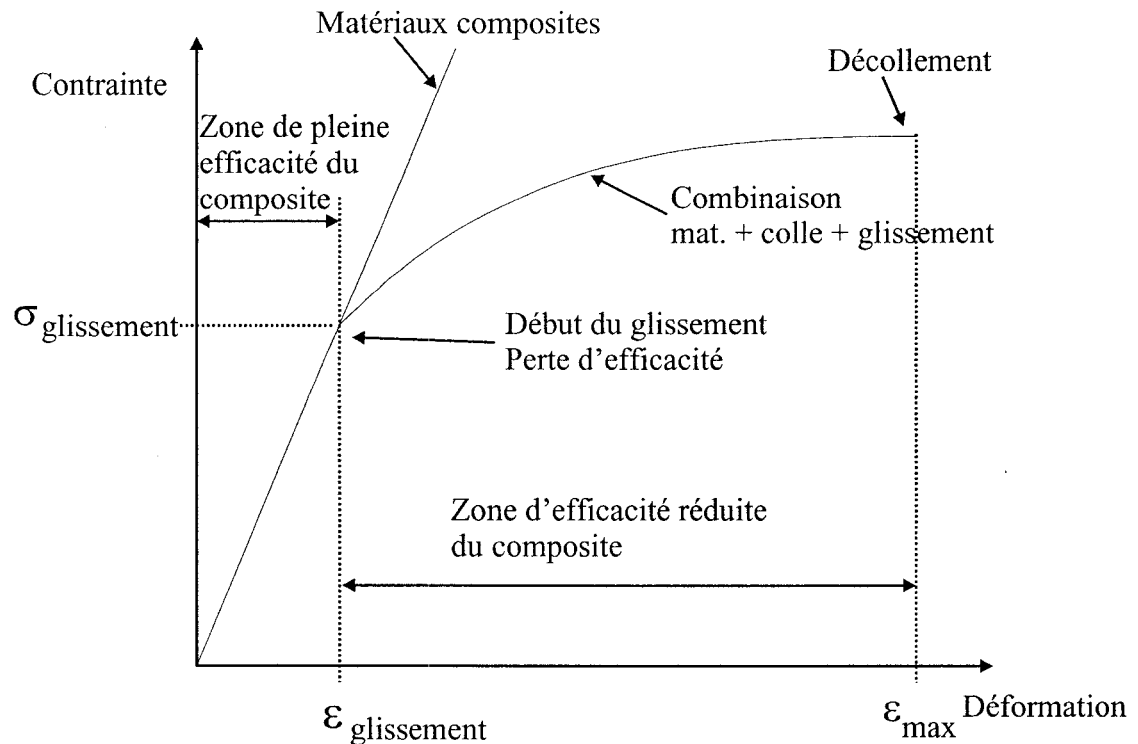


Figure 7.4 : Comportement réel du composite

Le Tableau 7.3 présente les données utilisées pour simuler le comportement du composite. Les valeurs de déformation au glissement ($\epsilon_{\text{glissement}}$) et de déformation maximale du composite (ϵ_{max}) ont été obtenues suite à l'interprétation subjective des courbes de la Figure 6.9 permettant de caractériser le comportement de l'interface béton – composite. Le début du glissement a été considéré au point d'inflexion de la courbe du composite.

Tableau 7.3 : Propriétés du composite

Poutre	$\varepsilon_{\text{glissement}}$	$\sigma_{\text{glissement}}^*$ (MPa)	ε_{max}
B2	4908×10^{-6}	1016	6701×10^{-6}
B3	5218×10^{-6}	1080	7006×10^{-6}
C1	2676×10^{-6}	554	5079×10^{-6}
C2	2262×10^{-6}	468	5186×10^{-6}
C3	4014×10^{-6}	831	5836×10^{-6}
Moyenne	3816×10^{-6}	790	5962×10^{-6}

* avec $E_{FRP} = 207\,000$ MPa

Les valeurs moyennes du Tableau 7.3 seront utilisées pour modéliser le comportement du composite dans l'étude paramétrique présentée au chapitre 8.

7.6 Modélisation

L'annexe H présente un exemple complet du cheminement des menus du programme A.I.S. Elle détaille les données utilisées pour modéliser la section, caractériser les matériaux, ainsi que le scénario de sollicitation de la section.

Il est important de noter ici que le comportement du composite a été modélisé avec une loi de comportement linéaire telle que présentée sur la Figure 7.5. Même si cela ne correspond pas à la réalité, la validité des analyses et des comparaisons qui en découlent n'est pas affectée puisque la zone d'intérêt de ce projet se limite à la phase de fissuration pendant laquelle le composite est pleinement efficace et le glissement n'a pas encore eut lieu. Il conviendra donc de retenir uniquement les résultats et comparaisons effectuées dans la zone délimitée par la stabilisation des fissures. De

plus, la zone d'étude se limite également à une ouverture de fissure faible correspondant aux critères de service. En effet, au-delà de la stabilisation des fissures, certaines fissures gouvernent et s'ouvrent de façon exagérée, le comportement de la section ne correspond alors plus à une section fissurée en service. En outre, d'autres phénomènes se produisent en se rapprochant de l'ultime comme le glissement à l'ancrage des torons, ce qui rend le comportement de la section beaucoup plus complexe. Compte-tenu de ceci, la représentation du comportement post-fissuration doit être considérée avec retenue.

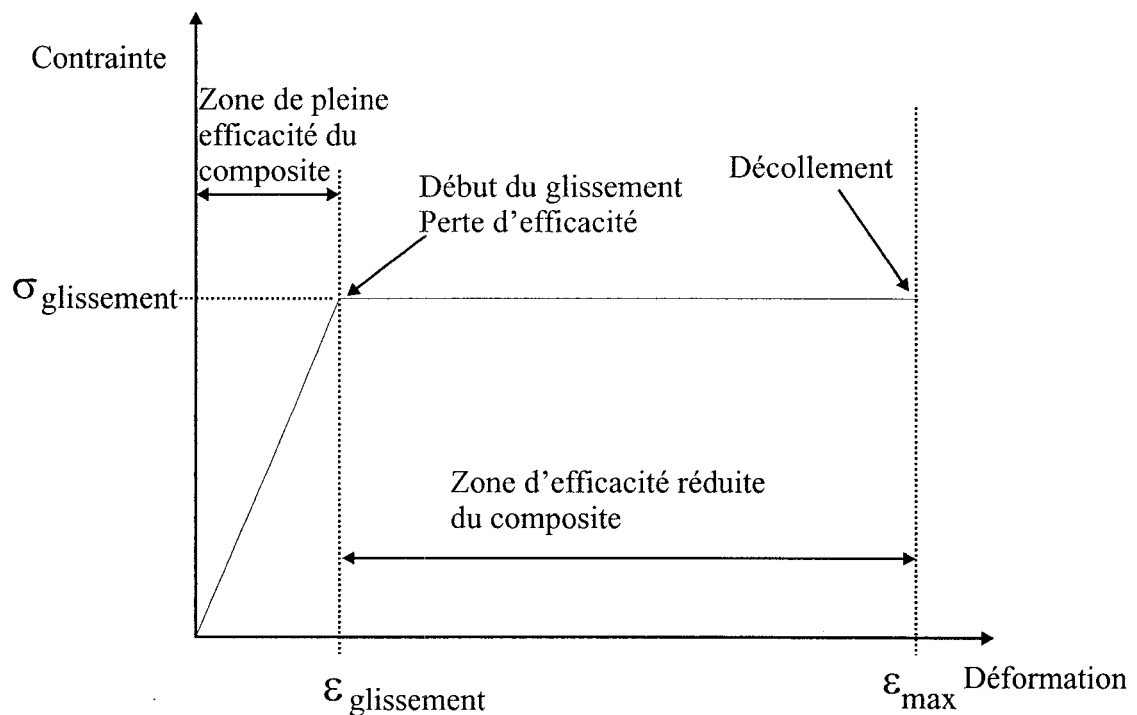


Figure 7.5 : Modélisation du composite

7.7 Simulation des poutres du programme expérimental

L'ensemble des types de section qui font l'objet du programme expérimental ont été simulées. Les Figure 7.6 à Figure 7.12 suivantes présentent une comparaison entre les diagrammes moment – courbure obtenu pour chaque simulation et ceux tracés à l'aide des données expérimentales. La délimitation de la zone d'étude présentée sur chaque figure a été établie de manière subjective.

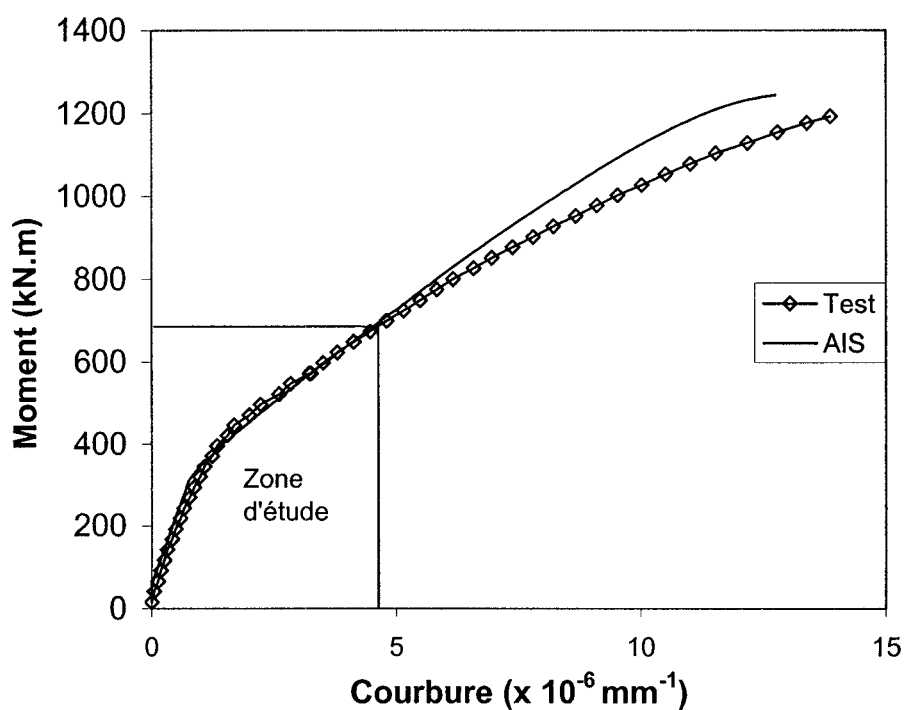


Figure 7.6 : Moment – courbure type A

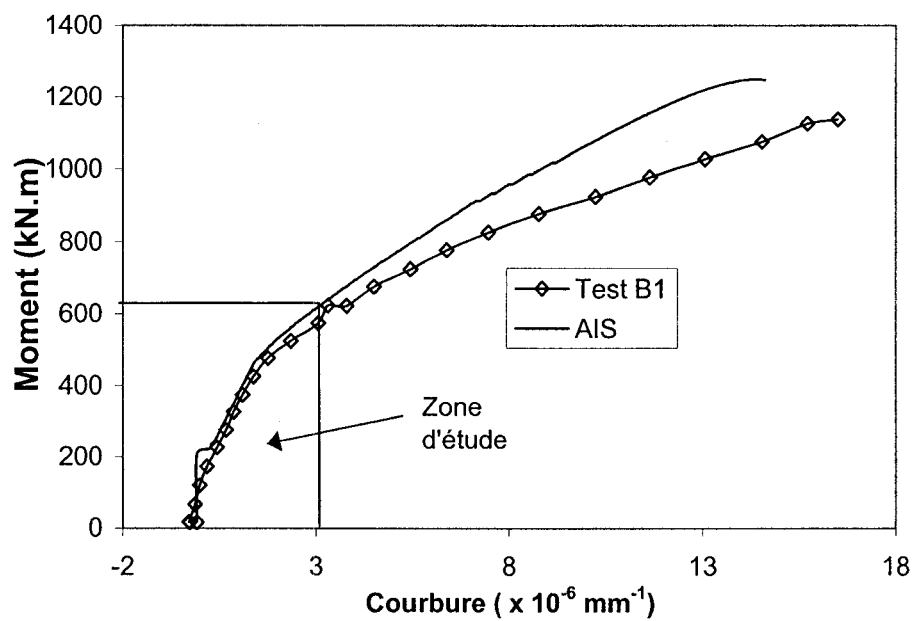


Figure 7.7 : Moment courbure type B1

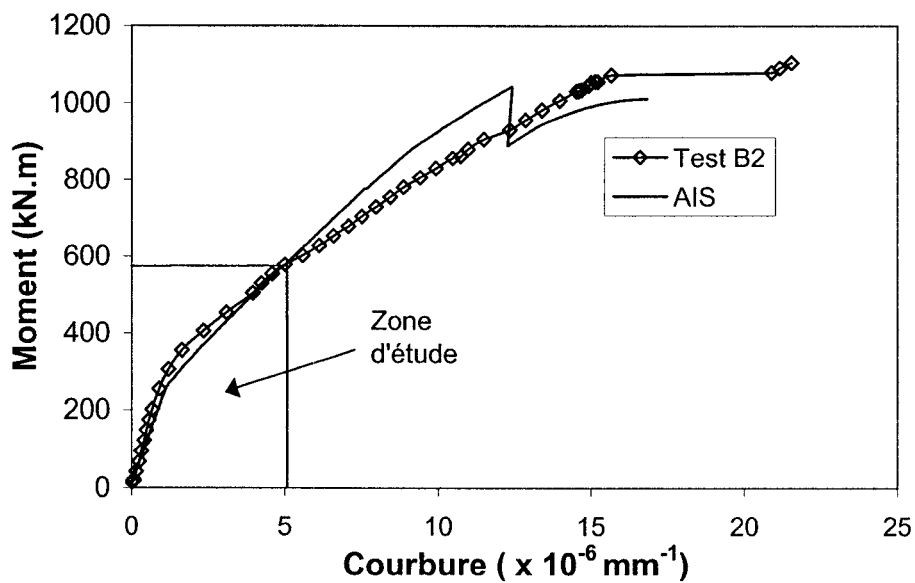


Figure 7.8 : Moment – courbure type B2

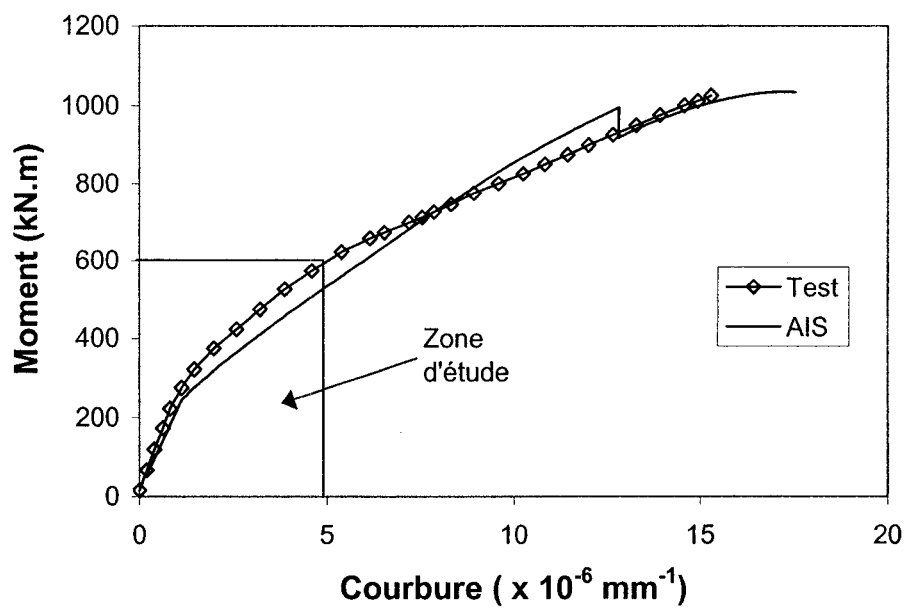


Figure 7.9 : Moment – courbure type B3

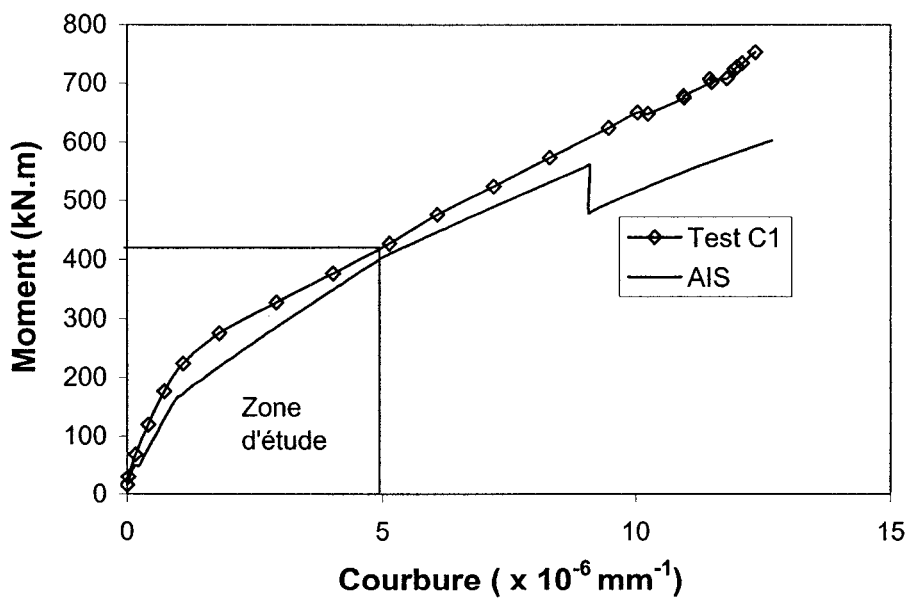


Figure 7.10 : Moment - courbure type C1

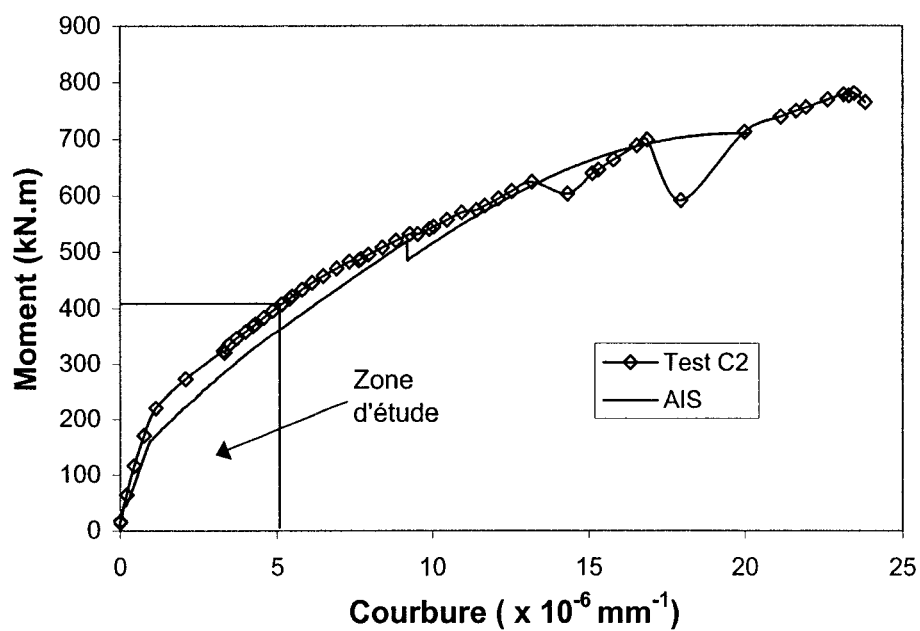


Figure 7.11 : Moment – courbure type C2

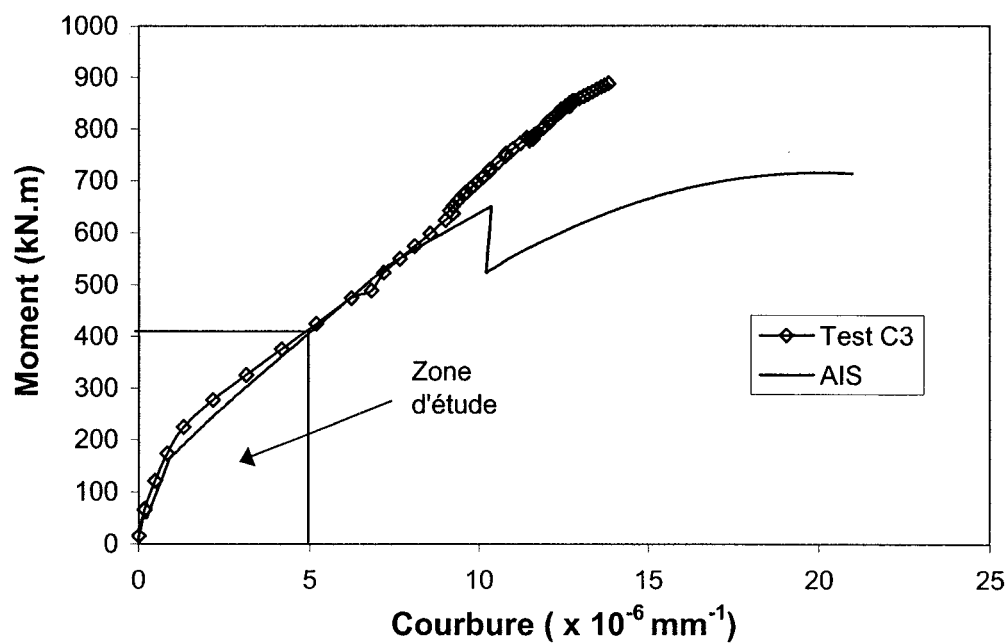


Figure 7.12 : Moment - courbure type C3

On constate que les analyses théoriques et les résultats expérimentaux sont semblables généralement jusqu'à un stade avancé de fissuration qui correspond à la zone d'étude de ce projet. Cependant, plus la sollicitation augmente plus les phénomènes locaux autour de la zone endommagée, ainsi que le glissement aux ancrages des torons, influencent les mesures des LVDT et plus la courbure obtenue de ces mesures peut présenter des divergences avec l'allure théorique. De plus, le décollement des LVDT fixés sur la zone endommagée peut fausser certaines mesures lorsqu'on s'approche de l'ultime. Il faut ajouter que le logiciel A.I.S. effectue son analyse au droit de la fissure, ce qui peut expliquer certaines différences avec les résultats expérimentaux qui sont basés sur des moyennes de mesures relevées dans la zone centrale endommagée.

La différence relevée immédiatement après le début de la fissuration est attribuable à la contribution post-fissuration du béton qui est considérée nulle dans les analyses alors qu'en réalité le béton conserve une certaine contribution, nommément le raidissement en traction, illustré sur la figure 6.17.

Chapitre 8

Analyse paramétrique

Afin de compléter ce projet, une étude paramétrique, avec A.I.S., a été menée dans le but de mettre en évidence les avantages et les inconvénients liés à l'utilisation des matériaux composites comme renforcement passif. Une fois de plus, le pont Saint-Victor a inspiré la modélisation de la poutre étudiée.

8.1 Paramètres étudiés

Les simulations réalisées avaient pour but d'analyser l'influence des différents paramètres qui sont :

- le niveau d'endommagement;
- le type de réparation : précontrainte externe, plaque d'acier, et matériaux composites;
- le niveau de réparation.

Le pont de Saint-Victor illustré par la figure 3.1 est composé de poutres A.A.S.H.T.O. de type V qui comportent 66 torons répartis en quatre lits inférieurs de 13 torons, soit 1283 mm^2 d'acier de précontrainte par lit, un lit de 11 torons et un lit de quatre torons pour un total de 6514 mm^2 d'acier de précontrainte.

Le Tableau 8. 1 présente l'ensemble des simulations réalisées.

Tableau 8.1 : Paramètres de modélisation

Section	Niveau d'endommagement	Type de réparation	Niveau de réparation
E0 Référence	Intacte	/	/
E1	1 lit perdu	Aucune	/
E1A		Plaque d'acier	1300 mm ²
E1E		Précontrainte externe	1306 kN
E1C		Composite	1320 mm ² 660 mm ²
E2	2 lits perdus	Aucune	/
E2A		Plaque d'acier	2600 mm ²
E2E		Précontrainte externe	2621 kN
E2C		Composite	1320 mm ² 660 mm ²

La quantité d'acier ou de composite a été déterminée en remplaçant la même rigidité axiale que celle perdue par endommagement suivant l'équation :

$$E_p A_{pd} = E_s A_s \text{ ou } E_p A_{pd} = E_{FRP} A_{FRP} \quad (8.1)$$

où

A_{FRP} : Aire de composite

A_{pd} : Aire de précontrainte perdu

A_s	: Aire d'acier
E_{FRP}	: Module élastique du composite
E_{pd}	: Module élastique de l'acier de précontrainte
E_s	: Module élastique de l'acier

Dans le cas des composites, les dimensions de la surface sur laquelle on colle les lamelles limite la quantité maximale pouvant être collée, puisqu'on se limite à la face inférieure et aux faces latérales adjacentes, ce qui explique pourquoi on ne retrouve pas la même quantité d'acier et de composite dans le renforcement maximal. La force de précontrainte externe correspond à celle perdue par l'endommagement, appliquée au niveau du centre de gravité des torons endommagés.

8.2 *Scénario de modélisation*

Chaque simulation modélise les différents événements de la vie réelle d'une poutre soit :

- tension initiale des torons;
- coulée du béton;
- coupure des torons : pertes élastiques de précontrainte;
- pertes de précontrainte dues au retrait et au fluage pendant 1 mois;
- coulée de la dalle;
- pertes de précontrainte dues au retrait et fluage sur 10 ans;
- endommagement;
- réparation du bloc de béton endommagé;
- renforcement;
- application du moment correspondant au moment de service non pondéré augmenté du facteur d'amplification dynamique ($M = 3313 \text{ kN.m}$).

La valeur du moment appliqué correspond à l'effort représentant le cas de chargement de l'état limite de service concernant la fissuration, multiplié par le facteur d'essieu correspondant au même état limite pour la poutre extérieure du pont.

8.3 Données de modélisation

8.3.1 Tension initiale des torons de précontrainte

Les données fournies par le MTQ précisent que la tension initiale des torons est 1395 MPa.

8.3.2 Propriétés de la section

- Poutre AASHTO type V

$$A = 641500 \text{ mm}^2$$

$$y_{c.g} = 789.7 \text{ mm}$$

$$I_{\text{transf.}} = 226 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$M_{\text{poids propre}} = 1950 \text{ kN.m}$$

avec

$$\text{portée} = 31.8 \text{ m}$$

$$\gamma_{\text{béton}} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

- Dalle

$$\text{Largeur tribulaire} = 3000 \text{ mm}$$

$$\text{Épaisseur} = 250 \text{ mm}$$

$$M_{\text{poids propre}} = 2275 \text{ kN.m}$$

- Dalle + poutre

$$y_{c.g.} = 1280.7 \text{ mm}$$

$$I_{\text{transf.}} = 541.6 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

8.3.3 Calcul des pertes de précontrainte

Les pertes de précontrainte dues au raccourcissement élastique, au fluage et au retrait, ont été calculées pour deux périodes différentes :

- Pertes pour 1 mois après coupure des torons et application du moment dû au poids propre de la poutre. À ce moment, seule la poutre est efficace;
- Pertes pour 10 ans, après l'ajout du poids propre de la dalle. On considère que pour cette période, la poutre et la dalle sont efficaces.

Les calculs ont été effectués selon la méthode du ACI (1992) et sont présentés dans le Tableau 8.2.

Tableau 8.2 : Pertes de précontrainte

Niveau (en partant du bas)	Tension initiale (MPa)	Relaxation des aciers (MPa)	Pertes pour 1 mois (MPa)			Pertes additionnelles pour 10 ans (MPa)			Tension finale (MPa)
			retrait	fluage	Relaxation	retrait	fluage	Relaxation	
1 ^{er} lit	1395	-19.5	-35	-268.5	-36.9	-12	-4.0	-1.3	1018
2 ^{ème} lit	1395	-19.5	-35	-259.8	-36.9	-12	-4.0	-2.3	1025
Autres lits	1395	-19.5	-35	-241.6	-37	-12	-4.1	-4.3	1042

8.3.4 Propriétés des matériaux

8.3.4.1 Béton

Les propriétés du béton sont basées sur celles obtenues des essais sur les échantillons du programme expérimental.

$$f'_c = 50 \text{ MPa}$$

$$E_c = 29\,970 \text{ MPa}$$

$$f_{cu} = 25 \text{ MPa}$$

$$f'_t = 2.8 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_c = -2424 \times 10^{-6}$$

$$\varepsilon_{cu} = -3500 \times 10^{-6}$$

8.3.4.2 Coulis

Les propriétés sont les même que pour le programme expérimental.

$$f'_c = 22 \text{ MPa}$$

$$E_c = 23\,500 \text{ MPa}$$

$$f_{cu} = -11 \text{ MPa}$$

$$f'_t = 1.9 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_c = -1772 \times 10^{-6}$$

$$\varepsilon_{cu} = -3500 \times 10^{-6}$$

8.3.4.3 Acier

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$f_u = 600 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 f_r &= 500 \text{ MPa} \\
 \varepsilon_p &= 10000 \times 10^{-6} \\
 \varepsilon_u &= 75000 \times 10^{-6} \\
 \varepsilon_r &= 100\,000 \times 10^{-6}
 \end{aligned}$$

8.3.4.4 Acier de précontrainte

On utilise les valeurs nominales :

$$\begin{aligned}
 E_p &= 200\,000 \text{ MPa} \\
 f_{pu} &= 1860 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

8.3.4.5 Matériaux composites

On utilise la valeur théorique pour le module élastique, par contre, on prend les moyennes des valeurs observées pendant les essais pour modéliser le début du glissement et la rupture par décollement tel que mentionné dans le chapitre 7. Comme pour la comparaison entre les valeurs expérimentales et les valeurs théoriques fournies par A.I.S. réalisée dans le chapitre 7, le comportement du matériau composite a été modélisé de manière simplifiée puisque l'on étudie seulement le comportement autour de la fissuration.

$$\begin{aligned}
 E_{FRP} &= 155\,000 \text{ MPa} \\
 f_{yt} &= 790 \text{ MPa} \\
 f_{yc} &= -790 \text{ MPa} \\
 E_{2t} &= E_{2c} = E_{3t} = E_{3c} = 1 \text{ MPa} \\
 \varepsilon_{2t} = \varepsilon_{2c} &= 4000 \times 10^{-6} \\
 \varepsilon_{3t} = \varepsilon_{3c} &= 4000 \times 10^{-6}
 \end{aligned}$$

8.4 Résultats

Puisque l'étude porte sur le comportement en service de la section endommagée puis renforcée, l'analyse des résultats se fera essentiellement par rapport à la sollicitation des torons de précontrainte efficaces suite à l'application de l'effort correspondant à la charge transitoire ($M_L = 3313 \text{ kN.m}$), ainsi que la courbure. Les torons efficaces sont ceux qui n'ont pas été endommagés et qui se situent le plus loin de l'axe neutre de la section, ceux qui sont les plus sollicités. L'incrément de contrainte qu'ils subissent peut être reliée à l'application d'un moment et ou à l'ouverture d'une fissure. On peut alors déterminer quel est l'incrément de contrainte maximum acceptable du point de vue des états limites de fatigue et d'utilisation. L'analyse se concentrera sur la plage de contrainte délimitée par le moment dû au poids propre ($M_D = 4225 \text{ kN.m}$) et celui du poids propre et à la charge transitoire ($M_D + M_L = 7538 \text{ kN.m}$).

8.4.1 Contrainte des torons

Les Figure 8.1 à Figure 8.3 présentent le comportement des torons pour les différentes simulations réalisées.

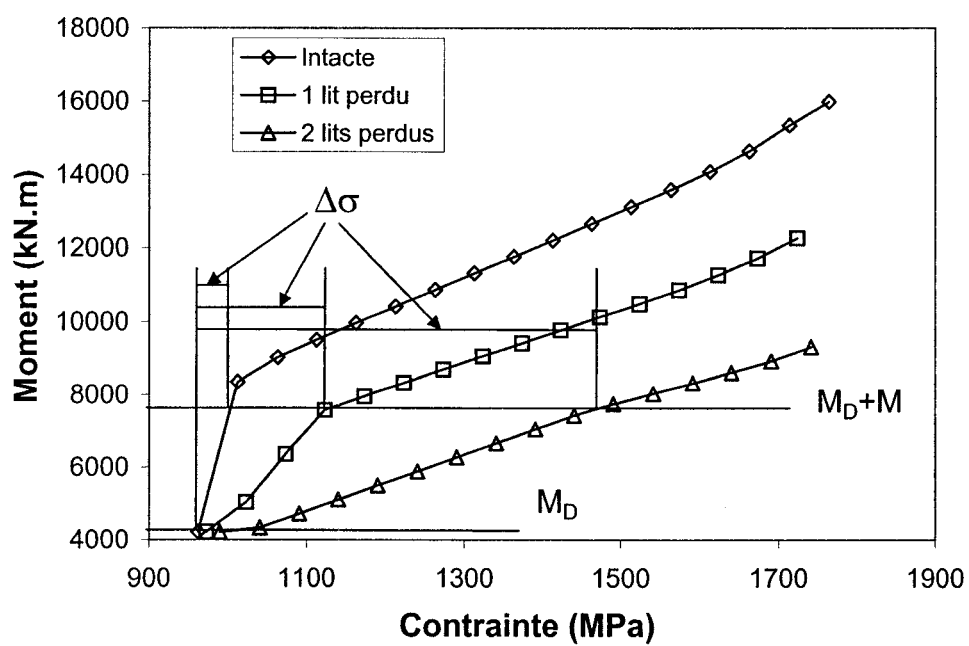


Figure 8.1 : Conainte des torons dans les poutres endommagées non renforcées

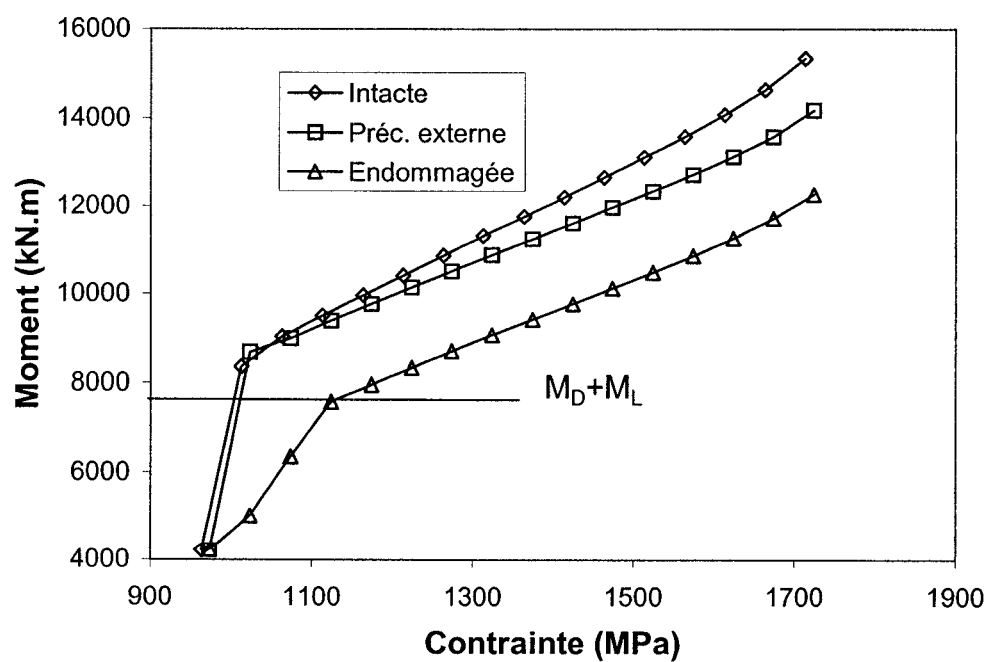
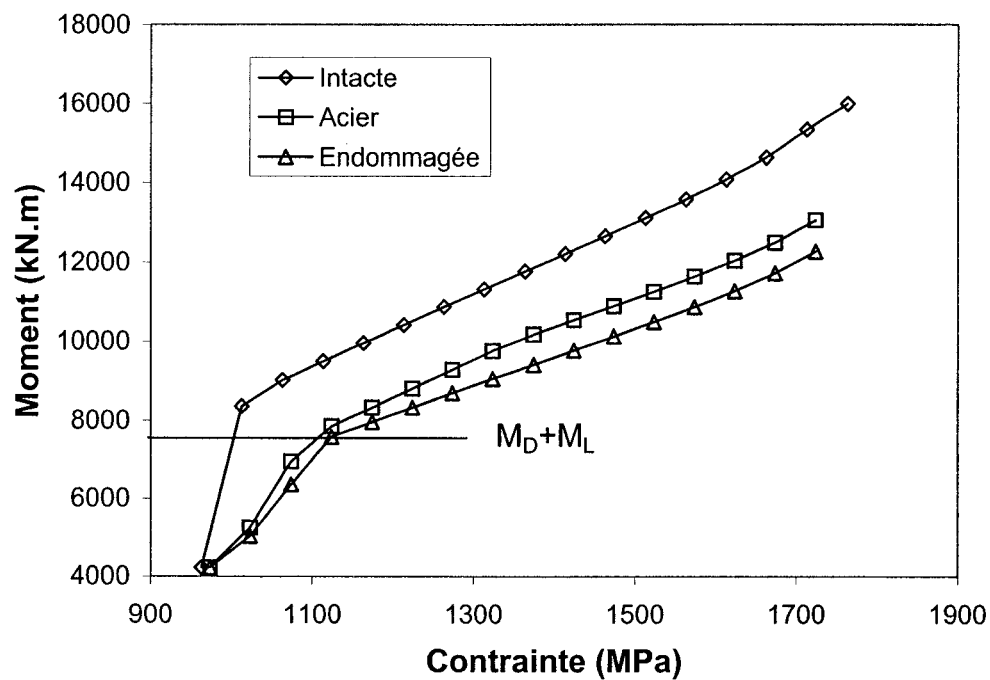


Figure 8.2 : Perte de 1 lit de précontrainte

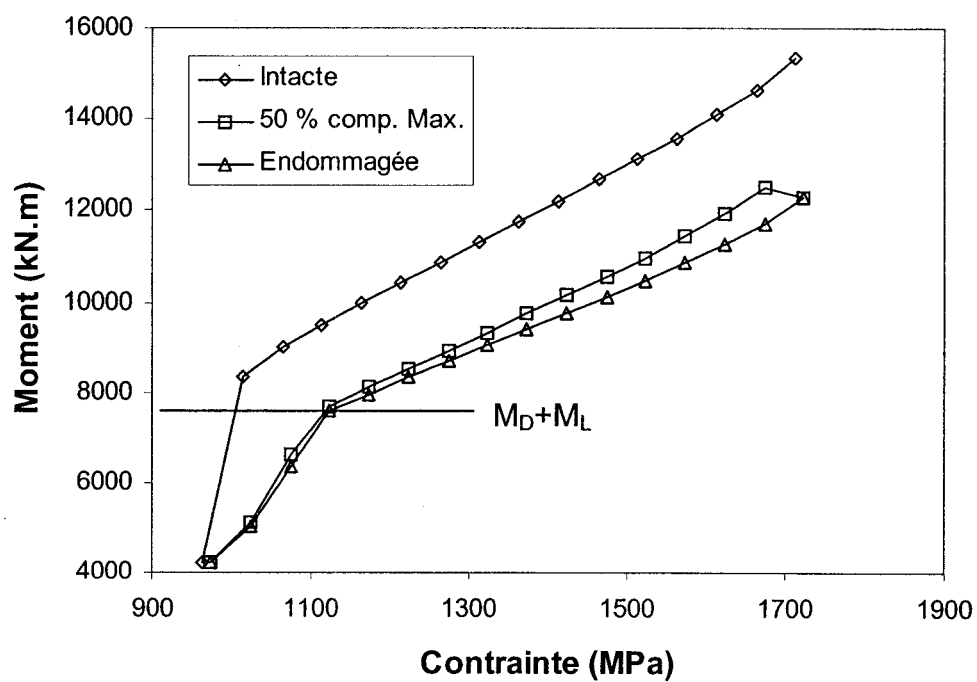
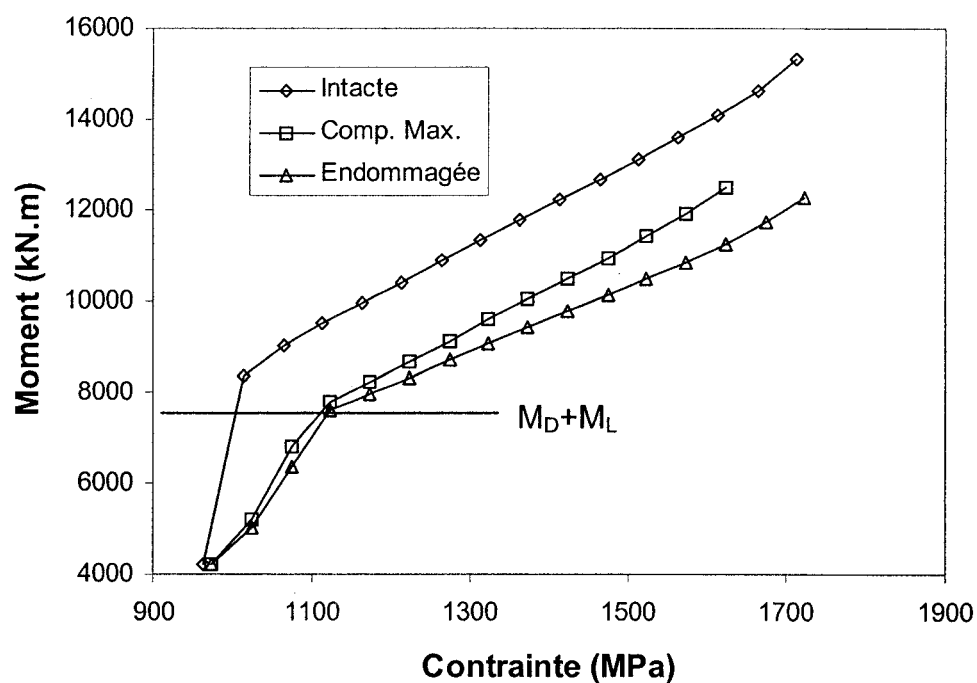


Figure 8.2 : Perte de 1 lit de précontrainte (suite)

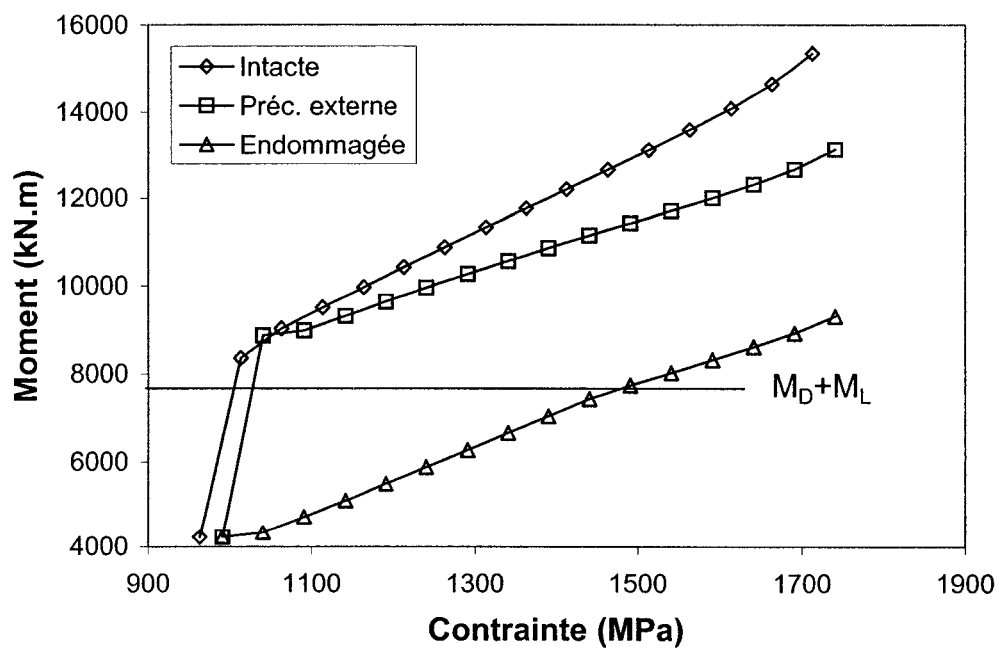
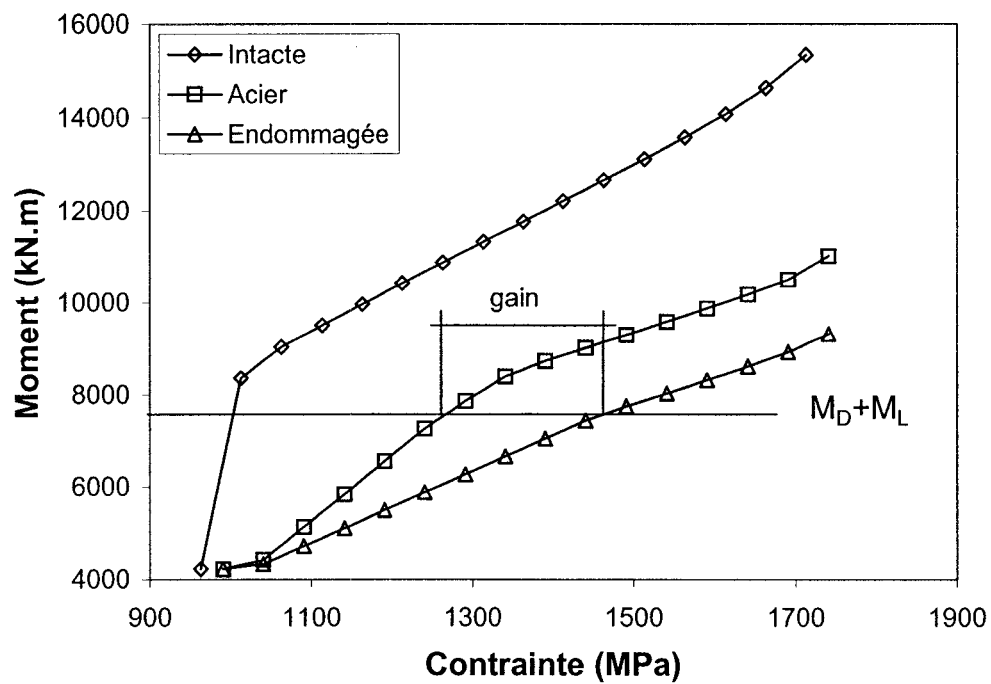


Figure 8.3 : Perte de 2 lits de précontrainte

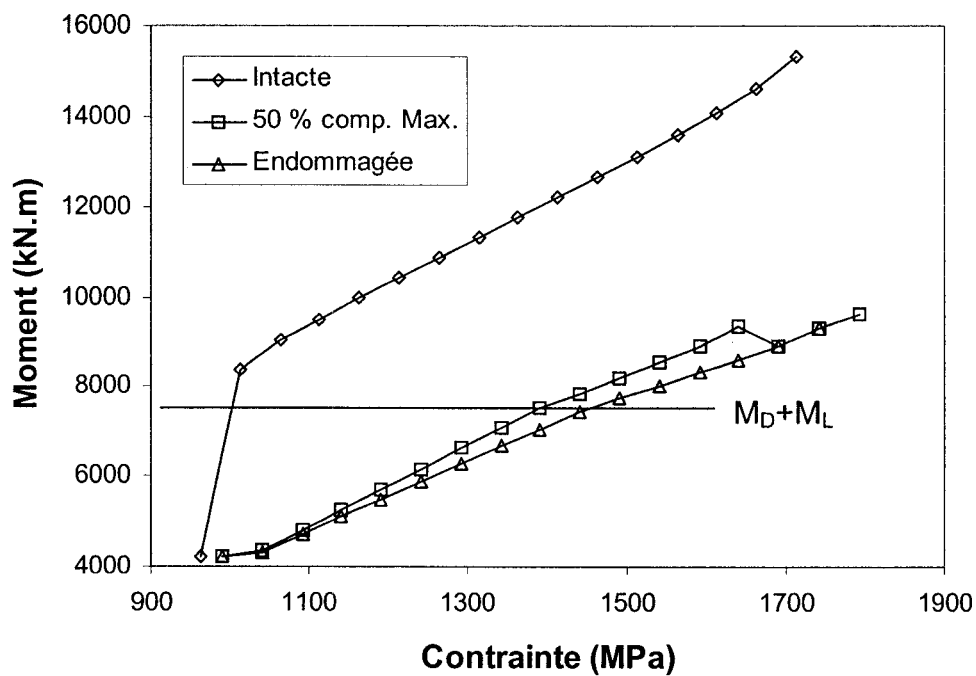
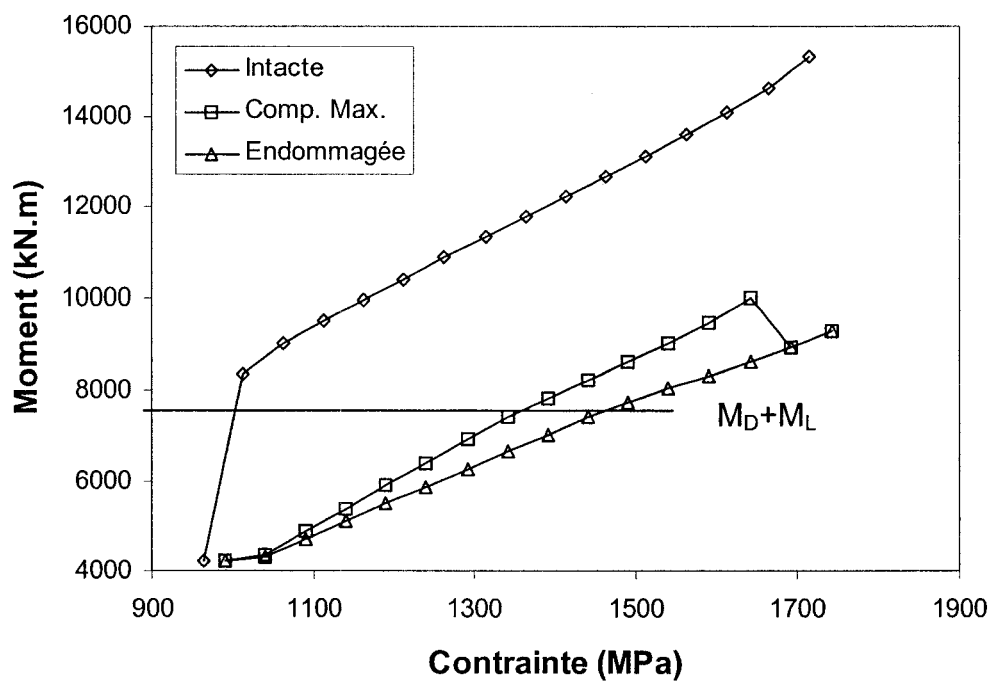


Figure 8.3 : Perte de 2 lits de précontrainte (suite)

8.4.2 Courbure

8.4.2.1 Perte de 1 lit de précontrainte

La Figure 8.4 montre la courbure pour un endommagement de 1 lit de précontrainte.

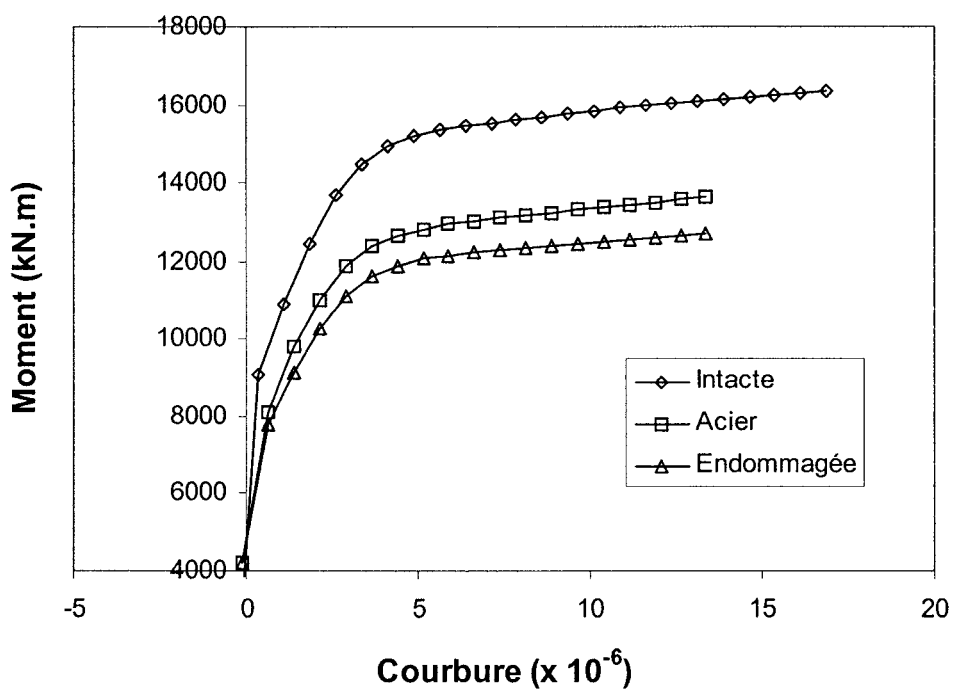


Figure 8.4 : Perte de 1 lit de précontrainte

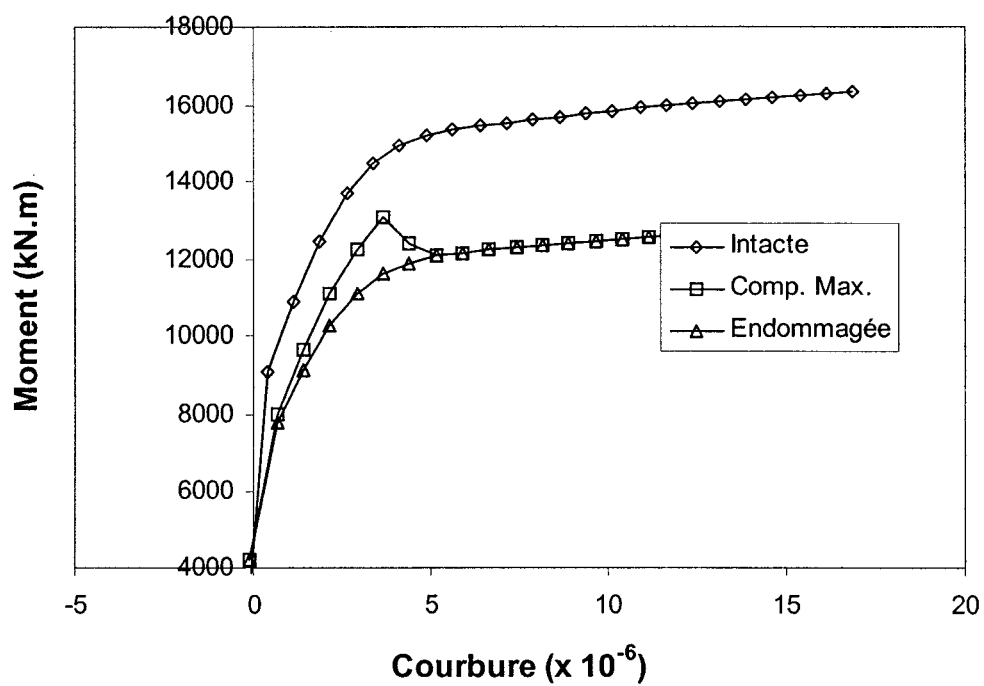
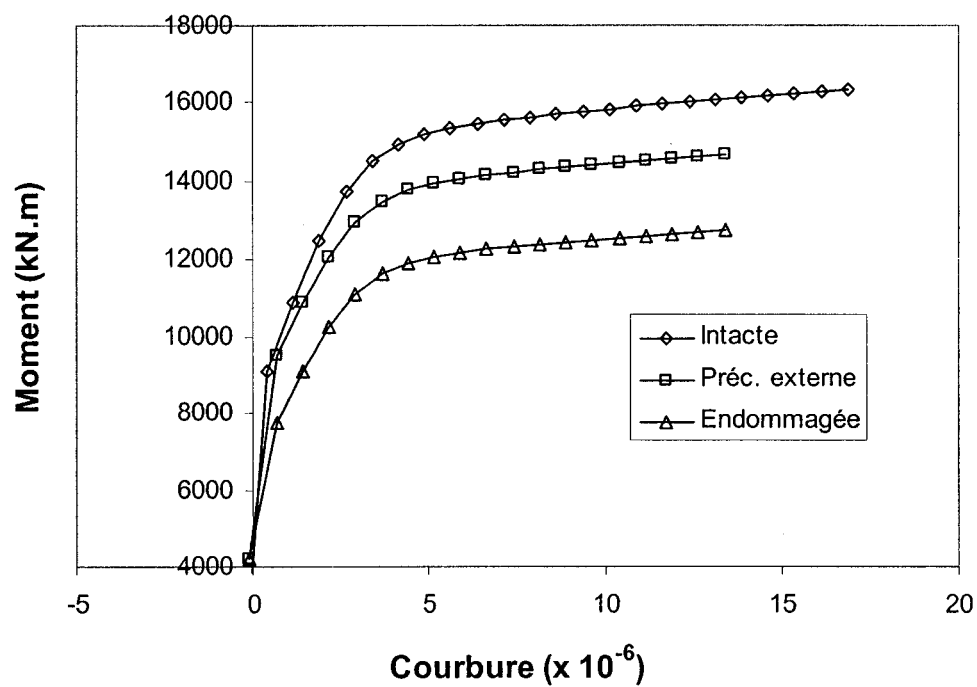


Figure 8.4 : Perte de 1 lit de précontrainte (suite)

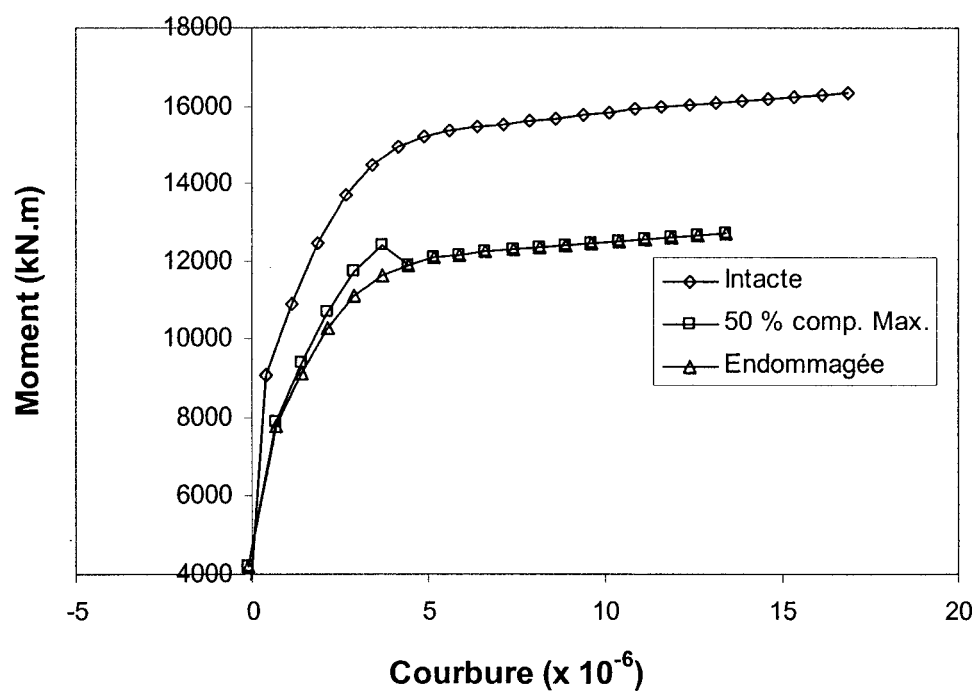


Figure 8.4 : Perte de 1 lit de précontrainte (suite)

8.4.2.2 Perte de 2 lits de précontrainte

La Figure 8.5 illustre l'évolution de la courbure pour les différentes simulations avec un endommagement de 2 lits de précontrainte.

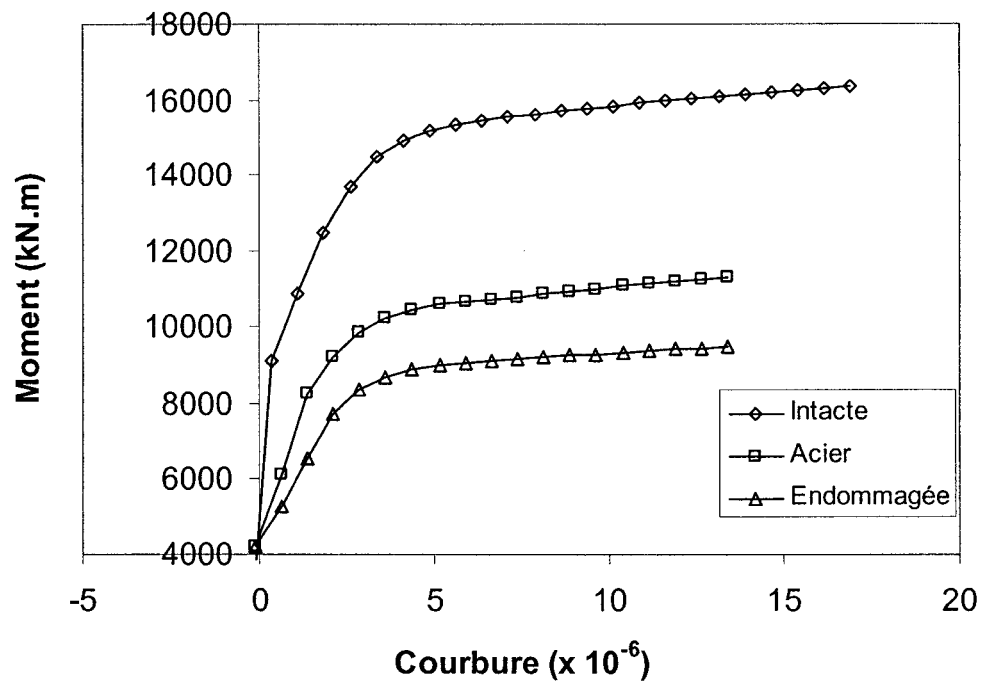


Figure 8.5 : Perte de 2 lits de précontrainte

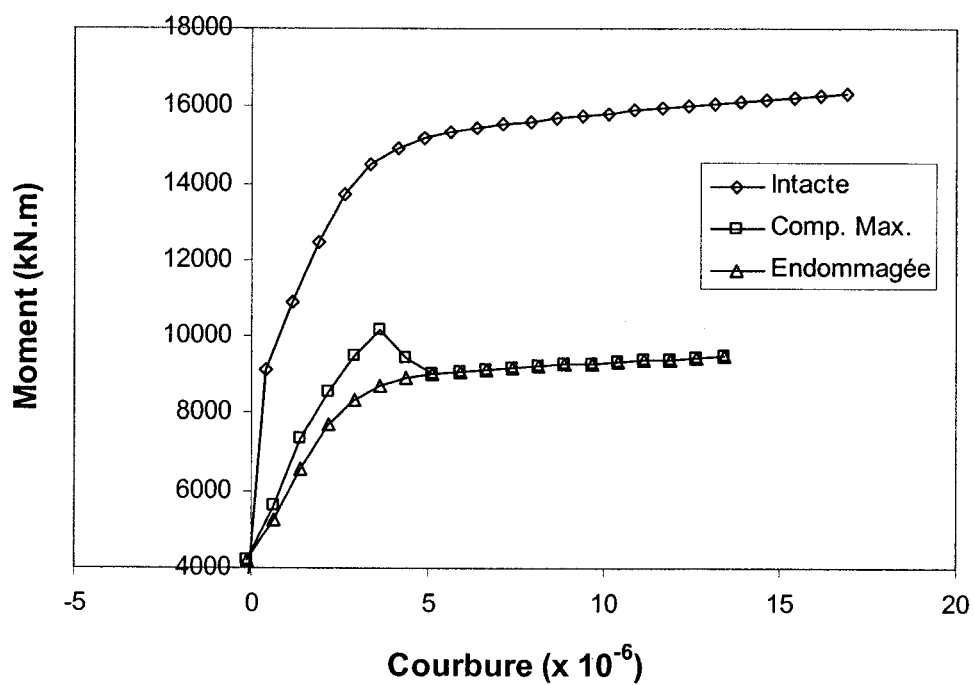
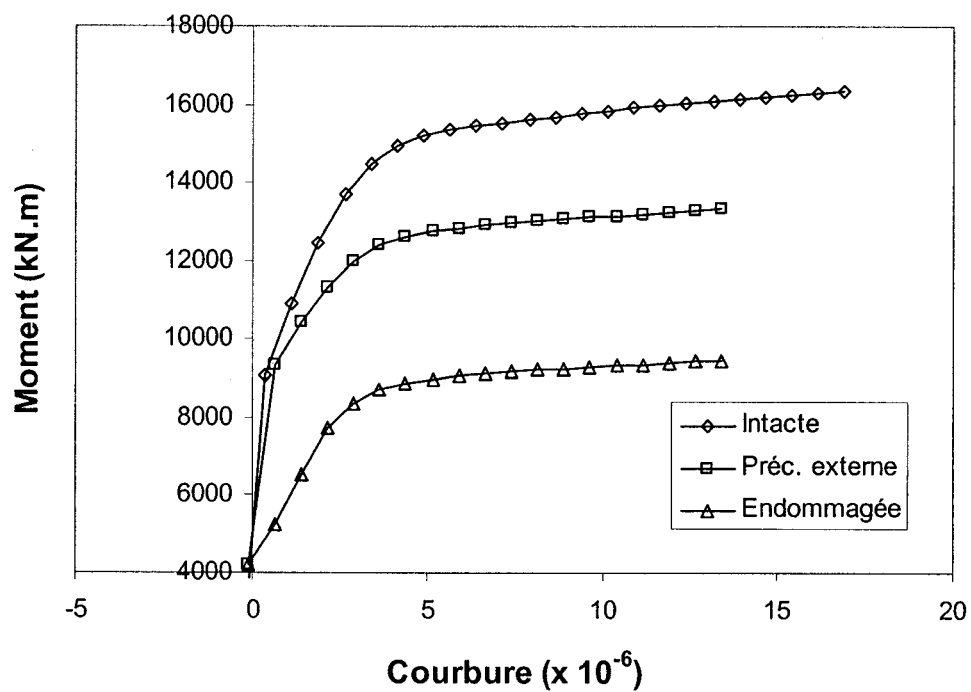


Figure 8.5 : Perte de 2 lits de précontrainte (suite)

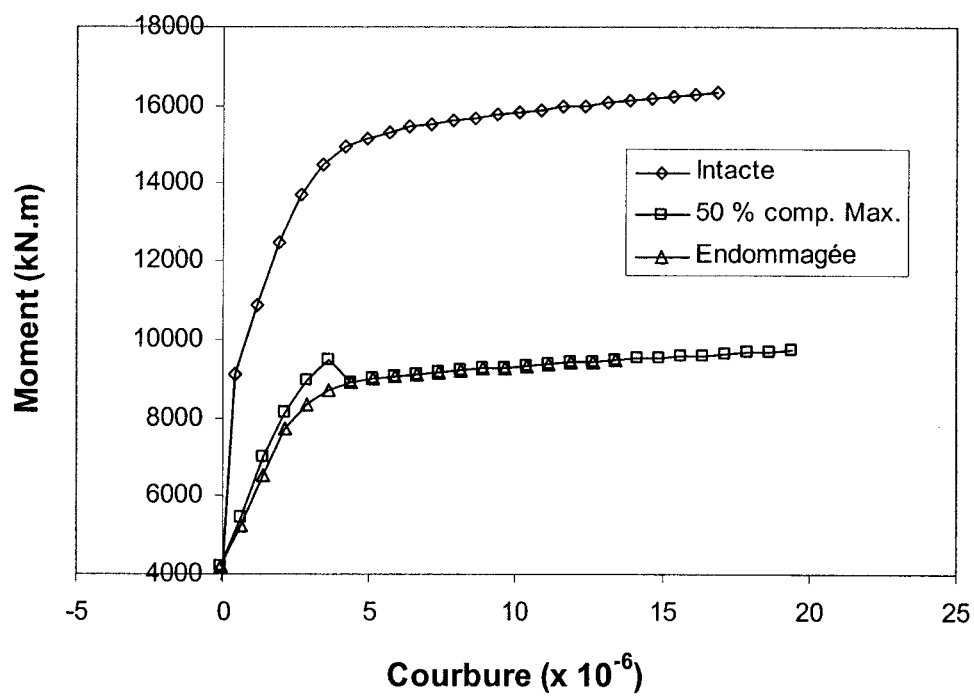


Figure 8.5 : Perte de 2 lits de précontrainte (suite)

8.4.3 Synthèse des résultats

Le Tableau 8.3 présente les principales informations recueillies des simulations effectuées.

Tableau 8.3 : Synthèse des résultats

Poutre	Endommagement	M_{cr} (kN.m)	$\frac{M_{cr}}{M_{cr\text{ référence}}}$	M_{ult} (kN.m)	$\frac{M_{ult}}{M_{ult\text{ référence}}}$	φ_{ult} ($\times 10^{-6}$ mm ⁻¹)	Commentaire
E0	Intacte	8976	1.00	16 367	1.00	17.3	référence
E1	1 lit perdu	7538	0.84	12 728	0.78	13.6	non réparée
E1A		7538	0.84	13 640	0.83	13.6	acier
E1E		8904	0.99	14 663	0.90	13.7	préc. externe
E1C		7538	0.84	13 364	0.82	4.3	composite maximum
E1C0.5		7538	0.84	12 636	0.77	4.2	50 % comp. maximum
E2	2 lits perdus	7538	0.84	9470	0.58	13.4	non réparée
E2A		7538	0.84	11 316	0.69	13.5	acier
E2E		8898	0.99	13 319	0.81	13.6	préc. externe
E2C		7538	0.84	10 392	0.64	4.2	composite maximum
E2C0.5		7538	0.84	9636	0.59	4.2	50 % comp. maximum

Il est à noter que les valeurs de courbure pour les poutres renforcées de matériaux composites correspondent à celles relevées lors du décollement de ces derniers. C'est à ce moment que le moment était maximal, par contre cette rupture prématurée résulte en des valeurs de courbure faibles.

8.5 Critères de conception

Suite aux analyses réalisées, il convient de s'assurer que le comportement des sections étudiées respecte les critères de conception. Cette vérification se limitera à certains critères d'utilisation préconisés dans le code CSA/S6-2000 à savoir :

- l'incrément de contrainte maximale dans les torons de précontrainte;
- l'ouverture maximale de fissure.

8.5.1 Contrainte maximale des torons de précontrainte

La section 8.5.3 du code CSA/S6-2000 traite de l'état limite de fatigue et l'article 8.5.3.2 mentionne la plage de contrainte admissible pour les torons de précontrainte. Pour le cas qui nous intéresse, cette valeur est de 125 MPa.

8.5.2 Ouverture de fissure

Dans le but de contrôler la fissuration, l'article 8.12.3 mentionne le paramètre β_2 . Le commentaire de cet article précise que l'équation de β_2 a été développée afin de respecter une ouverture maximale de fissure. Pour un élément précontraint soumis à un environnement corrosif, l'ouverture maximale permise est de 0,15 mm.

L'essai de traction décrit dans le chapitre 6 a permis de déterminer l'incrément de déformation qu'il fallait ajouter à la déformation du béton pour obtenir la déformation, et donc la contrainte, des câbles de précontrainte au droit de la fissure. Cet incrément est de 118 $\mu\epsilon$.

On détermine quelle contrainte dans le câble correspond à une ouverture de fissure de 0.15 mm de la façon suivante :

$$\Delta\sigma = \left(\frac{w}{s} + \Delta\varepsilon \right) E_{FRP} \quad (8.2)$$

où

E_{FRP} : Module élastique du câble de précontrainte (= 200000 MPa);

s : espacement moyen des fissures relevé lors du programme expérimental (= 200 mm);

w : Ouverture de fissure admissible (= 0.15 mm);

$\Delta\varepsilon$: Incrément de déformation à ajouter à la déformation du béton (= 118×10^{-6});

$\Delta\sigma$: Incrément de contrainte dans le câble (MPa).

N.B. : L'espacement moyen des fissures correspond à l'espacement des étriers.

On obtient ainsi, $\Delta\sigma = 174$ MPa. Cette valeur est utilisée dans les calculs pour comparer l'effet des charges vives par rapport à l'état limite d'utilisation pour la fissuration.

8.5.3 Vérification

Il s'agit maintenant de vérifier que l'incrément de contrainte dans les premiers torons efficaces provoqué par l'application de la charge transitoire n'excède pas les deux limites mentionnées ci-dessus. Pour une même valeur d'effort, on constate que c'est la limite de 125 MPa liée à l'état limite de fatigue qui est la plus restrictive. Le Tableau 8.4 présente l'incrément de contrainte dans les torons calculé en faisant la différence entre la contrainte correspondant à l'application des charges permanentes et transitoires et celle correspondant à l'application de la charge permanente seulement.

On retrouve également une mesure de l'efficacité du renforcement utilisé. Cette efficacité a été calculée à l'aide de l'équation suivante :

$$Efficacité = \left[\frac{\Delta\sigma_{end} - \Delta\sigma_{renf}}{\Delta\sigma_{end} - \Delta\sigma_{int.}} \right] \times 100 \quad (8.3)$$

où

$\Delta\sigma_{end}$: Incrément de contrainte de la section endommagée (MPa)

$\Delta\sigma_{int.}$: Incrément de contrainte de la section intacte (MPa)

$\Delta\sigma_{renf}$: Incrément de contrainte de la section renforcée (MPa)

Tableau 8.4 : Incrément de contrainte dans les torons efficaces

Poutre	$\Delta\sigma$	$\frac{\Delta\sigma}{\Delta\sigma_{admissible}}$	Efficacité (%)
E0	39	0.31	/
E1	125	1.00	/
E1A	98	0.78	32
E1E	38	0.30	101
E1C	104	0.83	25
E1C0.5	112	0.90	14
E2	428	3.42	/
E2A	233	1.86	50
E2E	35	0.28	101
E2C	325	2.60	27
E2C0.5	366	2.93	16

On constate que pour l'endommagement le plus important, la limite est excédée de beaucoup et ce pour tous les types de renforcements à l'exception de la précontrainte externe. Par contre, dans les autres cas, celle-ci est respectée et le niveau de renforcement a un effet limité sur la contrainte dans le câble. On remarque également que les valeurs pour les poutres renforcées avec de l'acier et celles renforcées avec les matériaux composites sont très similaires pour l'endommagement le plus faible.

En ce qui concerne l'efficacité des différents systèmes de renforcement, on peut voir que seule la précontrainte externe a une efficacité acceptable. Que ce soit le renforcement à l'aide d'acier ou à l'aide de matériaux composites, on constate que leur efficacité est très limitée.

À la vue de ces résultats, on peut conclure que seule la précontrainte externe présente l'efficacité nécessaire pour être utilisée quel que soit le niveau d'endommagement. Le renforcement passif à l'aide de plaque d'acier ou de matériaux composites ne peut être utilisé que dans le cas d'un endommagement faible si on veut respecter les critères de service.

Chapitre 9

Conclusions et recommandations

9.1 Généralités

Le projet qui fait l'objet de ce mémoire avait pour objectif d'étudier le comportement d'une section de poutre précontrainte endommagée par perte de torons de précontrainte et renforcée par des matériaux composites sous formes de lamelles de fibres de carbone collées sur la face tendue de la poutre. La portée du projet limitait les analyses au comportement en service de telles poutres, c'est-à-dire à la phase proche de la fissuration. Le principal critère considéré était la contrainte dans les torons qui restent efficaces du point de vue des états limites de fatigue et d'utilisation.

Les paramètres étudiés étaient essentiellement le niveau d'endommagement et le niveau de renforcement. Les données recueillies du programme expérimental devaient permettre de valider le logiciel A.I.S. destiné à la Direction des Structures du MTQ.

Le programme expérimental consistait en un essai de flexion sur huit poutres précontraintes, de dimensions $250 \times 750 \times 5500$ mm, présentant deux niveaux d'endommagement soit des pertes de 25 % et de 50 % de la précontrainte totale. Les poutres ont été conçues pour reproduire l'état de contrainte de la fibre tendue et la distribution des torons tels qu'ils sont dans la réalité, soit une contrainte de compression de 8.5 MPa et des torons espacés à 50 mm. Les renforcements utilisés étaient soit par ajout de précontrainte externe procurant une force équivalente à celle des torons perdus, soit par l'application de lamelles composites en fibres de carbone ayant une aire de 240 mm^2 ou 120 mm^2 .

9.2 Essais préliminaires

Plusieurs essais préliminaires, de traction et de flexion, ont permis de caractériser les matériaux utilisés et de mettre en évidence plusieurs phénomènes liés au renforcement externe à l'aide de matériaux composites.

Parmi les points importants à retenir, il faut d'abord souligner le phénomène du détachement des coins de béton proche de la zone de réparation. Également, l'écaillage du béton au droit des fissures qui, entraîné par le composite, a tendance à se détacher. L'autre phénomène majeur est le décollement prématuré des lamelles de composite, à l'interface composite-colle, qui a lieu alors que celles-ci travaillent environ à 50 % de leur capacité théorique et ce malgré le respect des instructions fournies par le fournisseur en ce qui concerne la préparation de la surface de béton et le collage des lamelles.

9.3 Programme expérimental

Suite aux observations faites lors des essais préliminaires, l'ajout de renforts d'ancrage en fibres de verre posés en U a permis d'éviter le détachement des coins de béton mais le décollement prématuré des lamelles de composites a persisté. Il semble donc que les contraintes de cisaillement à l'interface composite – colle provoquent une rupture du lien chimique ce qui représente un problème majeur quant à l'utilisation de ce système de renforcement. L'étude de l'interface béton – composite a permis de démontrer clairement un glissement entre les lamelles de composites et le béton.

Malgré cela, ce phénomène se produit bien après la phase de fissuration et le niveau de charges de service et, de ce fait, n'affecte pas les données et les analyses

nécessaires au bon déroulement de ce projet qui se limite à une faible ouverture de fissure faible.

Compte tenu de cela, les essais réalisés ont permis de démontrer que le résultat des analyses effectuées par le logiciel A.I.S. sont valides dans cette zone d'étude correspondant aux états limites d'utilisation. Les phénomènes qui se produisent lorsqu'on se rapproche de l'ultime, comme le glissement du composite et le glissement des torons, sont à l'origine des différences observées entre les valeurs expérimentales et celles théoriques calculées par A.I.S.

Pour tenir compte du glissement du composite, il est possible de modéliser dans A.I.S. le comportement du système colle-composite par un artifice de calcul en utilisant une relation bilinéaire qui traduit la perte de rigidité après le début du glissement.

9.4 Analyse paramétrique

L'analyse paramétrique réalisée avec le logiciel A.I.S. est basée sur un cas réel et présente le comportement en service des poutres en béton précontraint ayant subi différents endommagements et réparations. Les résultats de ces analyses démontrent que la contribution du composite, bien que réelle, ne permet pas de recouvrer le comportement en service d'une poutre intacte en ce qui concerne le moment de fissuration.

Si on étudie les états ultimes de fatigue et de service, on constate que l'incrément de contrainte admissible dans les torons n'est plus respecté pour un endommagement important. On peut donc en conclure que les matériaux composites qui présentent les mêmes caractéristiques que ceux testés dans le programme expérimental, peuvent être

utilisés à des fins de renforcement externe pour des poutres précontraintes faiblement endommagées du point de vue du comportement en service.

9.5 Recommandations

Suite aux phénomènes de glissement et de décollement prématuré du composite, l'auteur recommande l'étude approfondie de l'interface béton – colle – composite et en particulier le comportement de la colle sous des efforts de cisaillement importants, ainsi que l'influence du niveau de ductilité de celle-ci sur le comportement de l'interface et la transmission des efforts entre le béton et le composite. Également l'influence de paramètres extérieurs comme la température ou les agents chimiques agressifs pourrait faire l'objet d'une étude. À la vue des conclusions de cette étude, des essais de conformité semblent nécessaires avant l'utilisation d'un tel système de renforcement.

Le glissement du composite mais aussi des torons à leur ancrage justifie l'étude approfondie du comportement à l'ultime afin de mieux cerner l'interaction entre ces deux phénomènes. Bien que l'essai de flexion à grande amplitude n'ait pas démontré de dégradation particulière, un essai de fatigue en flexion permettrait de s'assurer de la réponse réelle d'une section renforcée de matériaux composites.

Le logiciel A.I.S. pourrait permettre d'effectuer d'autres analyses. Ainsi, une autre étude paramétrique pourrait être réalisée en déterminant cette fois-ci, la quantité de renforcement nécessaire pour retrouver le comportement d'une section intacte. Cette étude permettrait de mettre en évidence la faisabilité des différents types de renforcement. On pourrait également faire l'analyse de section renforcée avec d'autres types de matériaux composites présentant des propriétés différentes.

Afin de compléter de façon définitive l'étude du renforcement passif de poutre précontrainte endommagée, il apparaît important de réaliser un essai final sur un spécimen à échelle réelle comme une poutre A.A.S.H.T.O. de type IV par exemple. Après avoir résolu dans le logiciel A.I.S., les problèmes de modélisation à l'ultime dus au glissement des torons de précontrainte, cet essai permettrait de valider définitivement les résultats obtenus du logiciel et les observations expérimentales du comportement de la section renforcée.

Références

ACI (1971). Designing for effects of creep, Shrinkage, Temperature in concrete structures, *ACI special publication SP-27*. (Rapport du comité 209 de l'ACI, p. 51 à 93.).

ACI (1992). ACI 209R-92, Prediction of creep, shrinkage, and temperature effects in concrete structures. *ACI Manual of Concrete Practice*.

ARDUINI, M. et NANNI, A. (1997). Parametric Study of beams with Externally Bonded FRP Reinforcement, *ACI Structural Journal*, September-October, pp.493-501.

BEAUDOIN, Y. et LABOSSIERE, P. (2000). FRP plates and sheets bonded to reinforced concrete beams, dans JAGMOHAN, H. et GHANI RAZAQPUR, A. (Eds.), SCGC, *Compte rendu de la 3^{ème} Conférence sur Matériaux composites d'avant-garde pour ponts et charpentes*, Ottawa, Ontario. pp. 209.

BISBY, L. (1999). Effects of freeze-thaw cycling on anchorage of fiber-reinforced polymer sheets bonded to reinforced concrete beams, *M.Sc. Thesis*, Department of civil engineering, Queen's University, Kingston, Canada. 209 pp.

BIZINDAVYI, L. (2000). Étude expérimentale et analytique du comportement de l'interface entre les structures en béton armé et les plaques de renforts externes en polymères renforcées de fibre. *Thèse de Doctorat*, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Canada, 440 pp.

BIZINDAVYI, L., NEALE, K.W. et ERKI, M.-A. (2000). Behaviour of bonded FRP/concrete joints with glass fibre anchors, dans JAGMOHAN, H. et GHANI RAZAQPUR, A. (Eds.), SCGC, *Compte rendu de la 3^{ème} Conférence sur Matériaux composites d'avant-garde pour ponts et charpentes*, Ottawa, Ontario. pp. 719.

CHAJES, M.J., FINCH, W.W.Jr., JANUSZKA, et THOMSON, T.A.Jr. (1996). Bond and transfer of composite material plates bonded to concrete, *ACI Structural Journal*, Mar.-Apr., pp.208-217.

CHARRON, C. (2001). Validation du logiciel A.I.S. *Projet de fin d'étude*, École Polytechnique de Montréal.

COLLINS, M.P. et MITCHELL, D. (1987). *Prestressed Concrete Basics*, first edition. Canadian Prestressed Concrete Institute, Ottawa, Ontario.

CSA. (1994). CAN/CSA-A23.3-94. *Design of concrete structures*. Association canadienne de normalisation, Rexdale, Ontario.

CSA. (2000). *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*, CAN/CSA-S6-2000. Association canadienne de normalisation, Rexdale, Ontario.

EL-DEEN, S.O., KORANY, Y. et ABDEL-LATIF, H. (2000). Cyclic behaviour of RC beams repaired using CFRP strips, dans JAGMOHAN, H. et GHANI RAZAQPUR, A. *Compte rendu de la 3^{ème} Conférence sur Matériaux composites d'avant-garde pour ponts et charpentes*, Ottawa, Ontario.

FERRIER, E. et HAMELIN, P. (2000). Evolution of bending stiffness of RC beams strengthened by FRP under fatigue loading, dans JAGMOHAN, H. et GHANI

RAZAQPUR, A. *Compte rendu de la 3^{ème} Conférence sur Matériaux composites d'avant-garde pour ponts et charpentes*, Ottawa, Ontario.

ISIS Canada (2002). Strengthening Reinforced Concrete Structures with Externally-Bonded Fibre Reinforced Polymers.

JAGMOHAN, H. et RAZAQPUR, A., *Compte rendu de la 3^{ème} Conférence sur Matériaux composites d'avant-garde pour ponts et charpentes*, Ottawa, Ontario, Société canadienne de génie civil.

LAMARCHE, CH.-P. (2001). Rapport de projet de fin d'étude, École Polytechnique de Montréal.

MANFRONI, O., Di TOMMASO, A. et BERGMEISTER, K. (2000). Full scale bending tests up to collapse of PC beams strengthened with bonded FRP, dans JAGMOHAN, H. et GHANI RAZAQPUR, A. (Eds.), *Compte rendu de la 3^{ème} Conférence sur Matériaux composites d'avant-garde pour ponts et charpentes*, Ottawa, Ontario.

MASSICOTTE, B., BEAUPRÉ, D., (2002). CIV-3504 *Calcul des structures en béton armé*. Notes de cours, 2^{ème} édition, Janvier.

MASSICOTTE, B., BÉDARD, S. et PICARD, A. (2001). *Étude du renforcement passif d'une poutre en béton précontraint, Phase 1 : Étude théorique*. Rapport EPM/CGS-2001-04, École Polytechnique de Montréal.

MATTHYS, S. et TAERWE, L. (2000). Strengthening of concrete structures with externally bonded FRP reinforcement : Some design aspects, dans JAGMOHAN, H.

et GHANI RAZAQPUR, A. *Compte rendu de la 3^{ème} Conférence sur Matériaux composites d'avant-garde pour ponts et charpentes*, Ottawa, Ontario.

MEIER, U. (1995), Strengthening of structures using carbon fibre/epoxy composites dans Sika (1997). *Sika® Carbodur®, Engineering Guidelines for the use of CarboDur® (CFRP) laminates for structural strengthening*. pp.341.

MEIER, U., DEURING, M., MEIER, H., et SCHWEGLER, G. (1992). Strengthening of structures with CFRP laminates : Research and applications in Switzerland, dans NEALE, K.W, et LABOSSIERE, P. (Eds.), *Compte rendu de la 1^{ère} conférence sur les Matériaux composites d'avant-garde pour ponts et charpentes*, Sherbrooke, Québec.

NEALE, K., LABOSSIERE, P. et DEMERS, M. (1997). *Use of Failure Reinforced Composites for Strengthening and Rehabilitation of Concrete structures*, septembre, Le Caire, Égypte.

PCI committee on prestress losses (1975). Recommendations for estimating prestress losses, *PCI Journal*, vol. 20, n° 4 (Discussion : 1976, vol.21, n° 2).

PICARD, A. (1983). *Béton Précontraint Tome 1, Principes fondamentaux et dimensionnement*.

QUANTRILL, R.J., HOLLAWAY, L.C., et THORNE, A.M. (1996). Experimental and analytical investigation of FRP strengthened beam response, *Magazine of Concrete Research*, V.48, No.177, December, pp.331-342.

RITCHIE, P.A., THOMAS, D.A., LE-WU LU, et COUNELLY, G.M. (1991). External reinforcement of concrete beams using fiber reinforced plastics, *ACI Structural Journal*, V.88, No.4, July-August, pp.490-500.

ROSS, B.E. et DOLAN, C.W. (2000). Bond testing and strength of FRP fabric to concrete, dans JAGMOHAN, H. et GHANI RAZAQPUR, A. (Eds), *Compte rendu de la 3^{ème} Conférence sur Matériaux composites d'avant-garde pour ponts et charpentes*, Ottawa, Ontario.

SABRE, J. (2002). *Étude de matériaux composites destinés au renforcement passif d'une poutre de pont précontrainte*. Rapport de stage en laboratoire, École Polytechnique de Montréal.

SIKA (1997). *Sika® Carbodur®, Engineering Guidelines for the use of CarboDur® (CFRP) laminates for structural strengthening*.

SPADEA, G., BENCARDINO, F., SWAMY, R.N. et MUKHOPADHYAYA, P. (2000). Design against premature debonding and brittle behaviour. The key to structural integrity with FRP bonded structural strengthening, dans JAGMOHAN, H. et GHANI RAZAQPUR, A. *Compte rendu de la 3^{ème} Conférence sur Matériaux composites d'avant-garde pour ponts et charpentes*, Ottawa, Ontario.

TALJSTEN, B. (1994). *Plate Bonding : Strengthening of existing concrete structures with epoxy bonded plates of steel or fibre reinforced plastics*, Thèse de doctorat, Lulea University, Suède.

TALJSTEN, B. (2000). Strengthening of concrete structures with CFRP-sheets. Applications and full scale tests in sweden, dans JAGMOHAN, H. et GHANI

RAZAQPUR, A. *Compte rendu de la 3^{ème} Conférence sur Matériaux composites d'avant-garde pour ponts et charpentes*, Ottawa, Ontario.

WATSON, R.J. (2000). Practical applications of advanced composite materials on bridges and other civil engineering structures, dans JAGMOHAN, H. et GHANI .

Annexe A :

Courbes contrainte – déformation des cylindres de béton

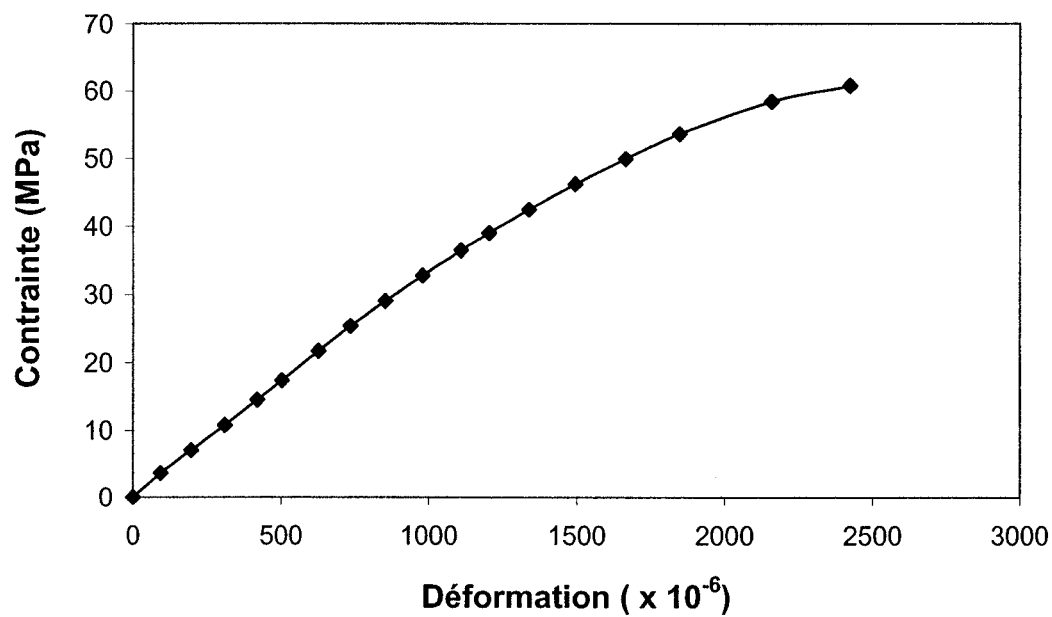


Figure A.1 : Cylindres des poutres A et B2

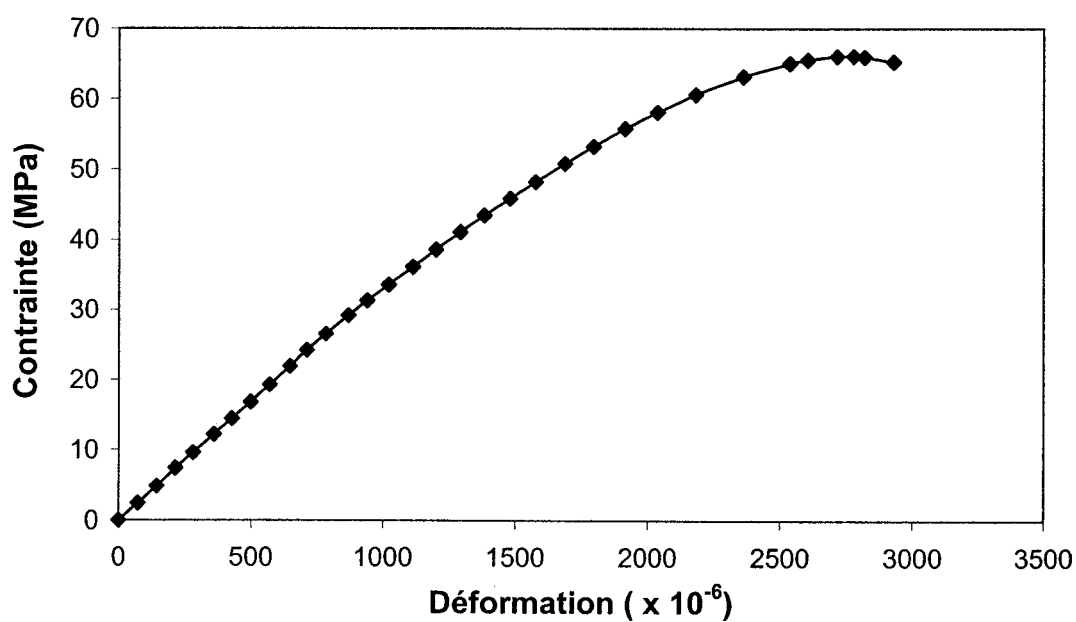


Figure A.2 : Cylindres des poutres B1 et B3

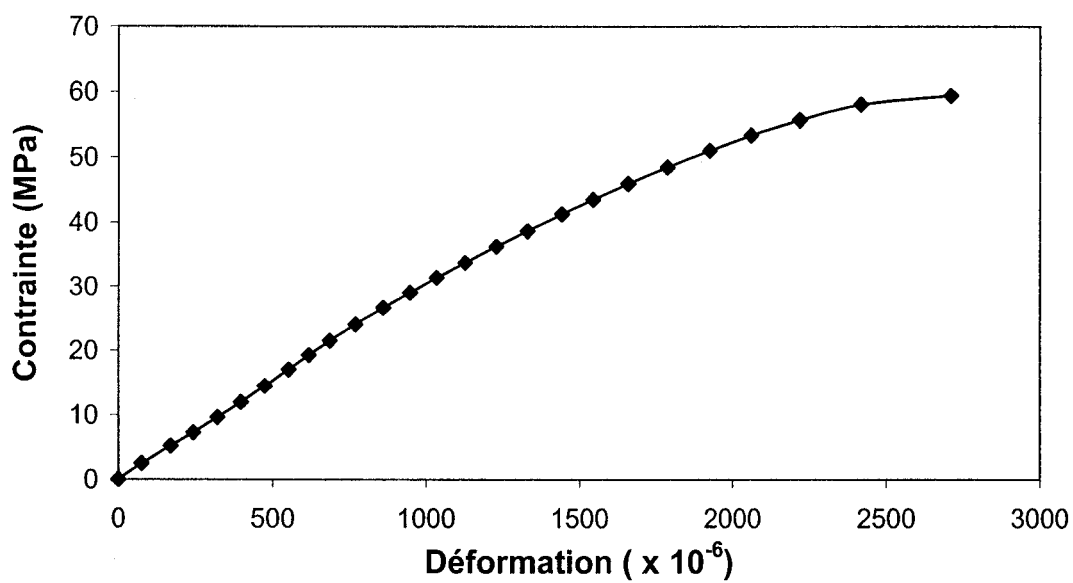


Figure A.3 : Cylindres des poutres type C

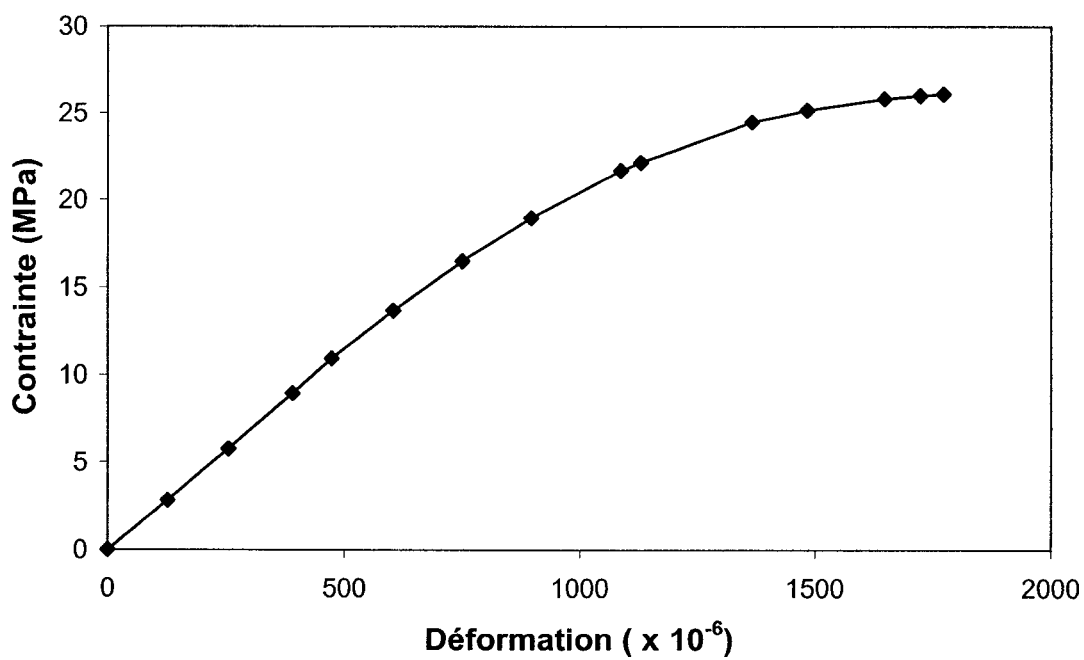


Figure A.4 : Coulis de réparation

Annexe B :

Premier essai de traction des lamelles de fibres de carbone

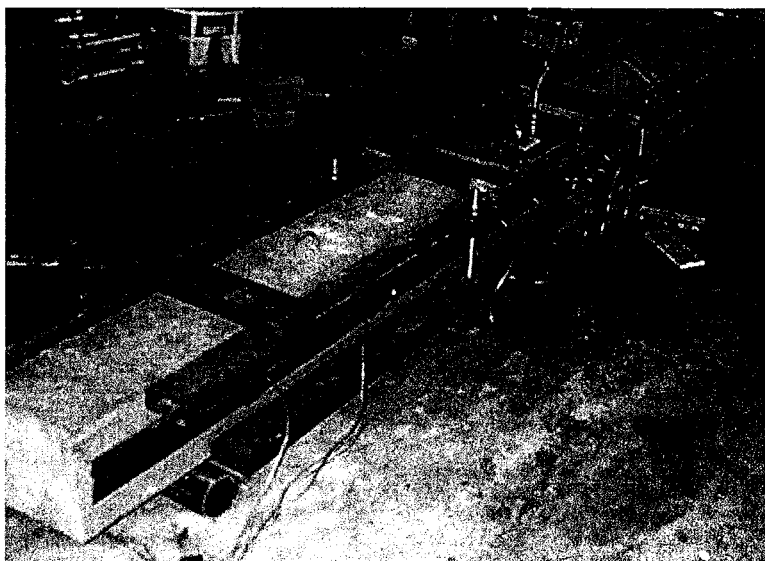
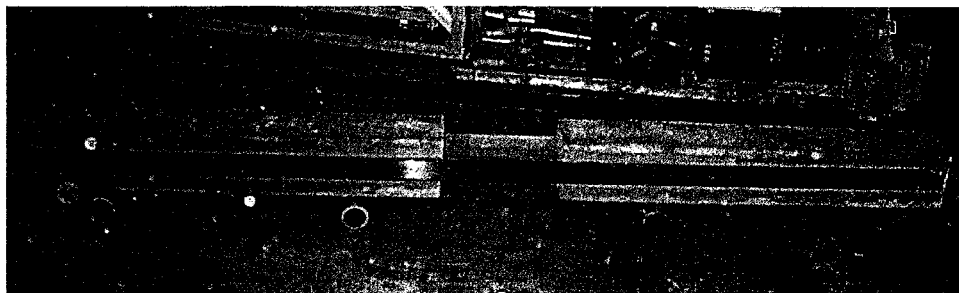


Figure B.1 : Vue d'ensemble du montage avec le dispositif de sécurité

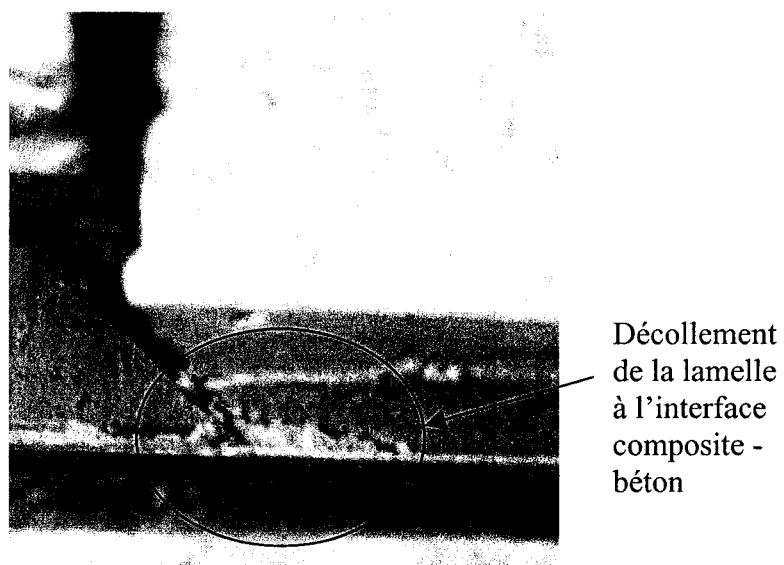


Figure B.2 : Phénomène de décollement du composite

Annexe C :

Calculs de la longueur d'ancrage

1.1 Lamelle de 50 x 1.2 mm

1.1.1 Méthode Sika :

$$\begin{aligned}
 T_{L,d} &= A_{FRP} \cdot \sigma_{FRP} \\
 &= 1.2 \times 50 \times 2400 \\
 &= 144 \text{ kN} \\
 &= 32.374 \text{ kips}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b_L &= 50 \text{ mm} \\
 &= 1.9685 \text{ po}
 \end{aligned}$$

$$K = 4.350 \text{ ksi}$$

$$\begin{aligned}
 t_e &= 50 \times n \quad \text{avec} \quad n = \frac{E_{FRP}}{E_s} = \frac{207000}{200000} = 1.035 \\
 &= 51.75 \text{ mm} \\
 &= 2.037 \text{ po}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f'_t &= 2.83 \text{ MPa} \\
 &= 410.4 \text{ ksi}
 \end{aligned}$$

Table de Tausky $\rightarrow \tau_k = 1606.2 \text{ ksi}$ (obtenue par interpolation linéaire)

$$\begin{aligned}
 l_v &= 38.8 \text{ po} \\
 &= 985 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

2.1.1 Méthode ISIS :

$$\varepsilon_{FRPu} = \frac{\sigma_{frpu}}{E_{FRP}} = \frac{2400}{207000} = 0.01159$$

$$k_d = \frac{50}{250} \cdot \frac{0.01159}{0.184\sqrt{53}} = 0.00173$$

$$l_{FRPd} = 0.00173 \times 207000 \times 1.2 = 430 \text{ mm}$$

2.1 Lamelle 100 x 1.2 mm

1.1.1 Méthode Sika :

$$\begin{aligned} T_{L,d} &= A_{FRP} \cdot \sigma_{FRP} \\ &= 1.2 \times 100 \times 2400 \\ &= 288 \text{ kN} \\ &= 64.745 \text{ kips} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b_L &= 100 \text{ mm} \\ &= 3.94 \text{ po} \end{aligned}$$

$$K = 4.350 \text{ ksi}$$

$$\begin{aligned} t_e &= 100 \times n \quad \text{avec} \quad n = \frac{E_{FRP}}{E_s} = \frac{207000}{200000} = 1.035 \\ &= 103.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$= 4.07 \text{ po}$$

$$\begin{aligned} f'_t &= 2.83 \text{ MPa} \\ &= 410.4 \text{ ksi} \end{aligned}$$

Table de Tausky $\rightarrow \tau_k = 1606.2 \text{ ksi}$ (obtenue par interpolation linéaire)

$$\begin{aligned} l_v &= 19.38 \text{ po} \\ &= 492 \text{ mm} \end{aligned}$$

2.1.1 Méthode ISIS :

$$\varepsilon_{FRPu} = \frac{\sigma_{FRPu}}{E_{FRP}} = \frac{2400}{207000} = 0.01159$$

$$\begin{aligned} k_d &= \frac{100}{250} \cdot \frac{0.01159}{0.184\sqrt{50}} \\ &= 0.00445 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} l_{FRPd} &= 0.00445 \times 207000 \times 1.2 \\ &= 1106 \text{ mm} \end{aligned}$$

Annexe D :

Photos de l'essai préliminaire de flexion à échelle réelle

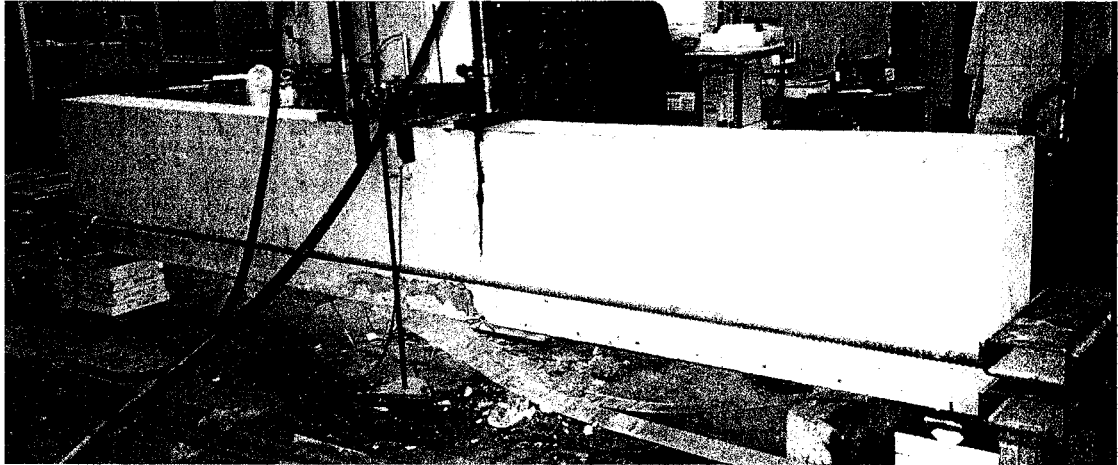


Figure D.1 :Vue d'ensemble après rupture

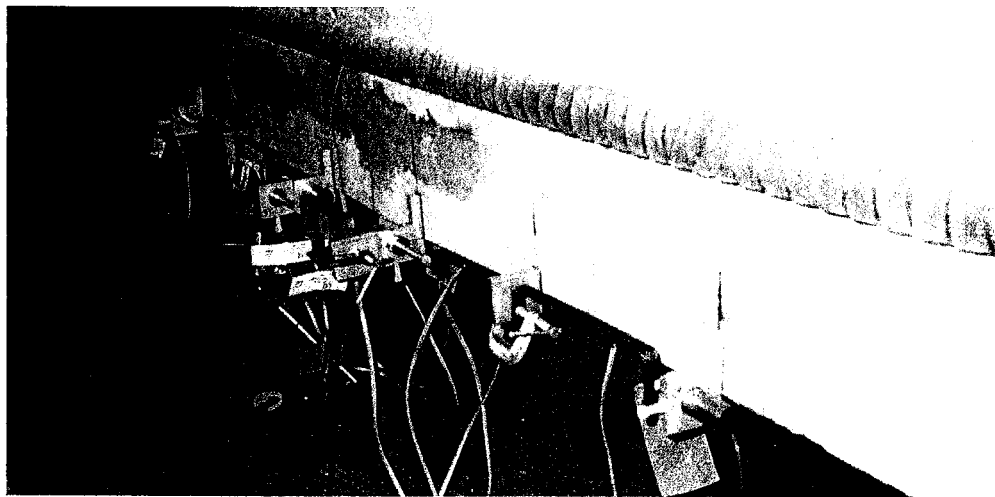


Figure D.2 : Position des LVDT

Annexe E :

Évolution des profils de section

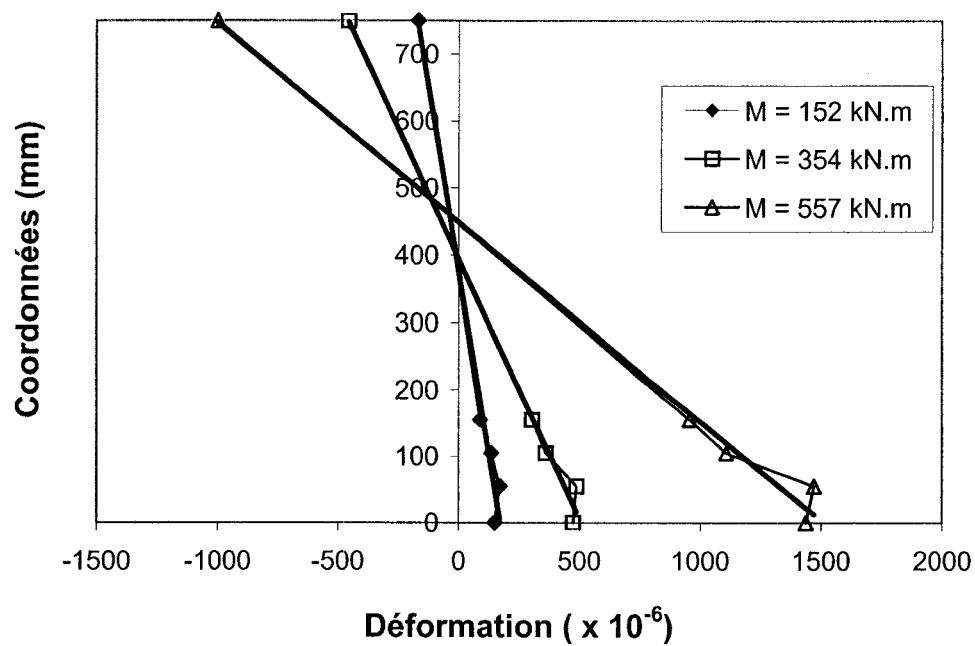


Figure E.1 : Poutre A

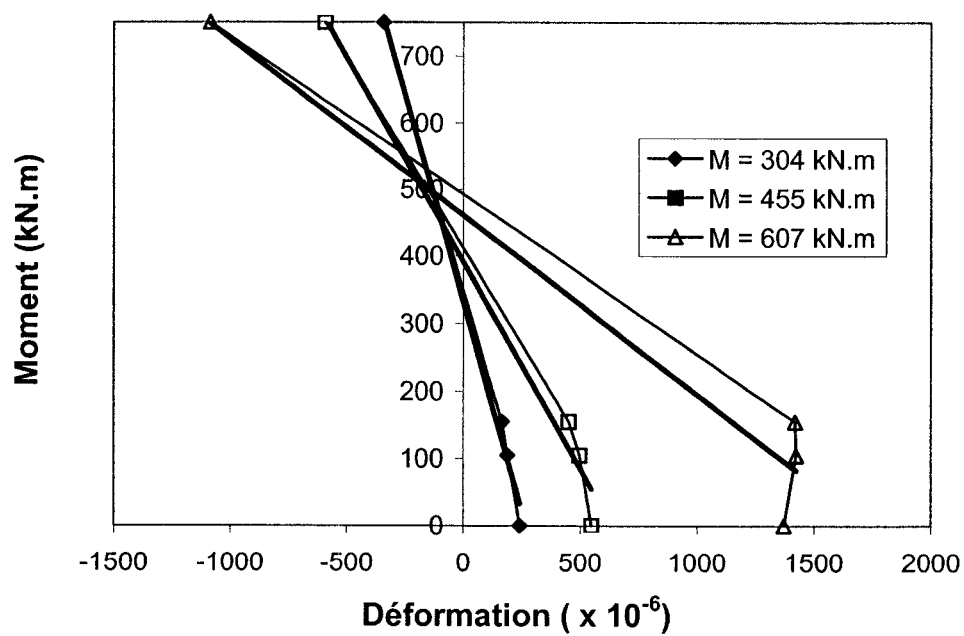


Figure E.2 : Poutre B1

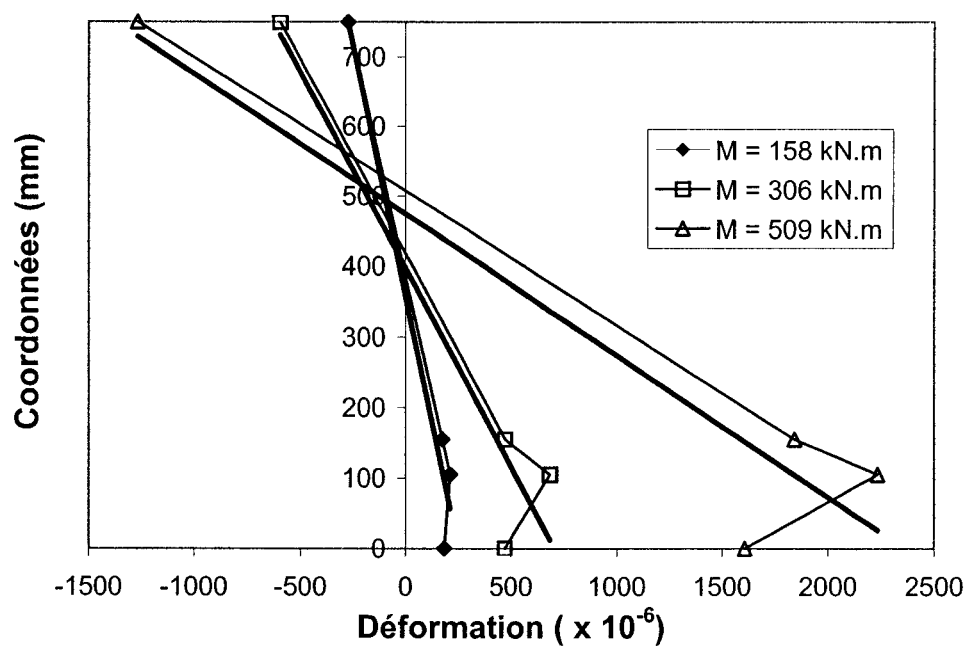


Figure E.3 : Poutre B3

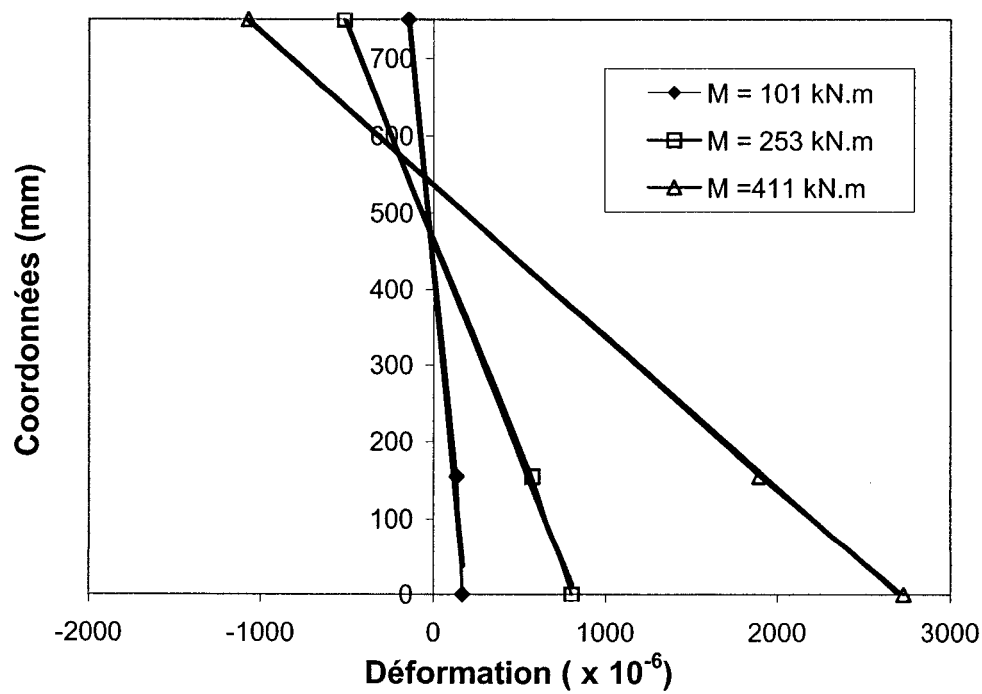


Figure E.4 : Poutre C1

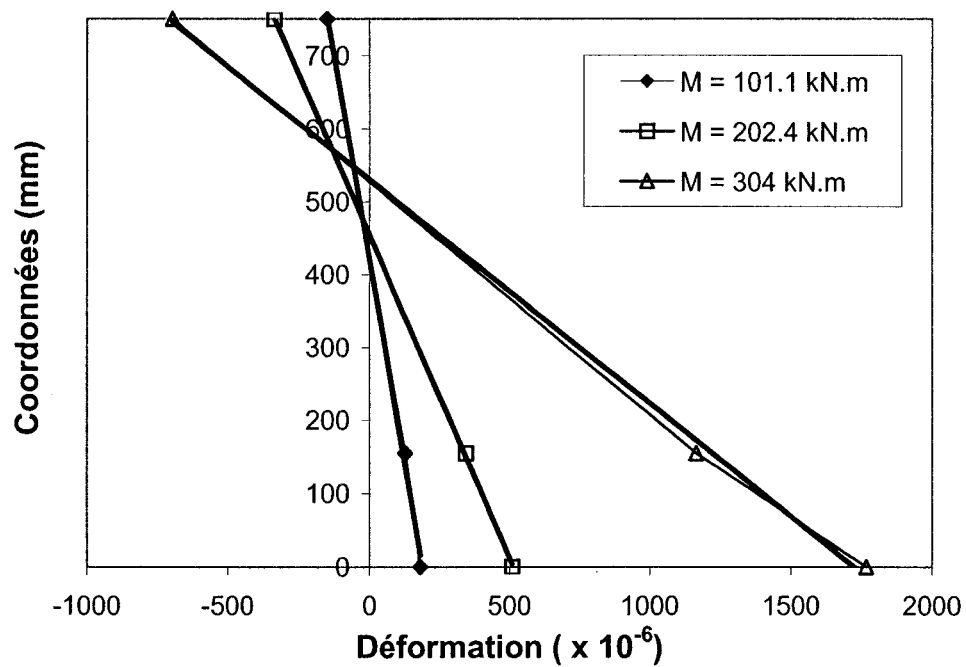


Figure E.5 : Poutre C2

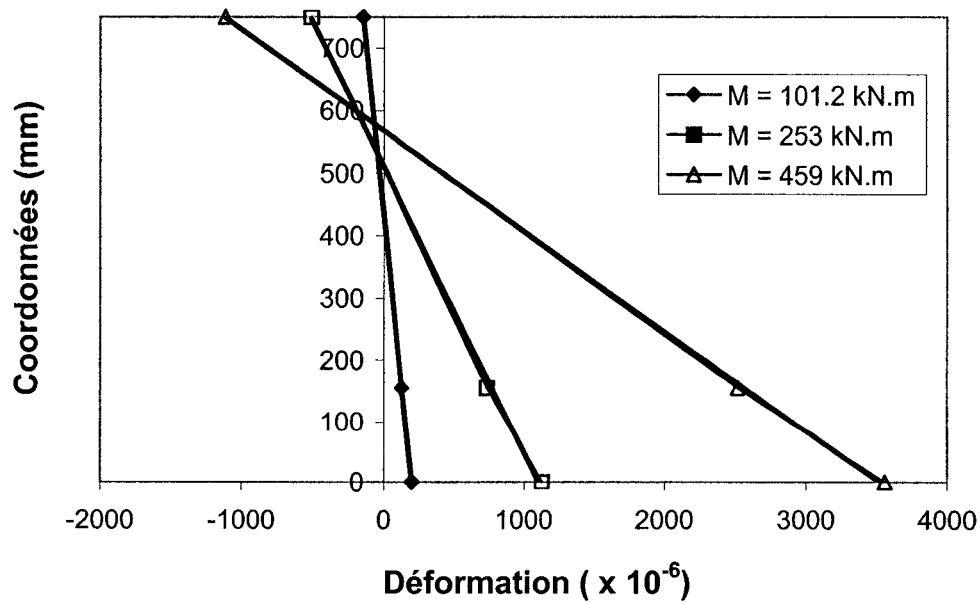
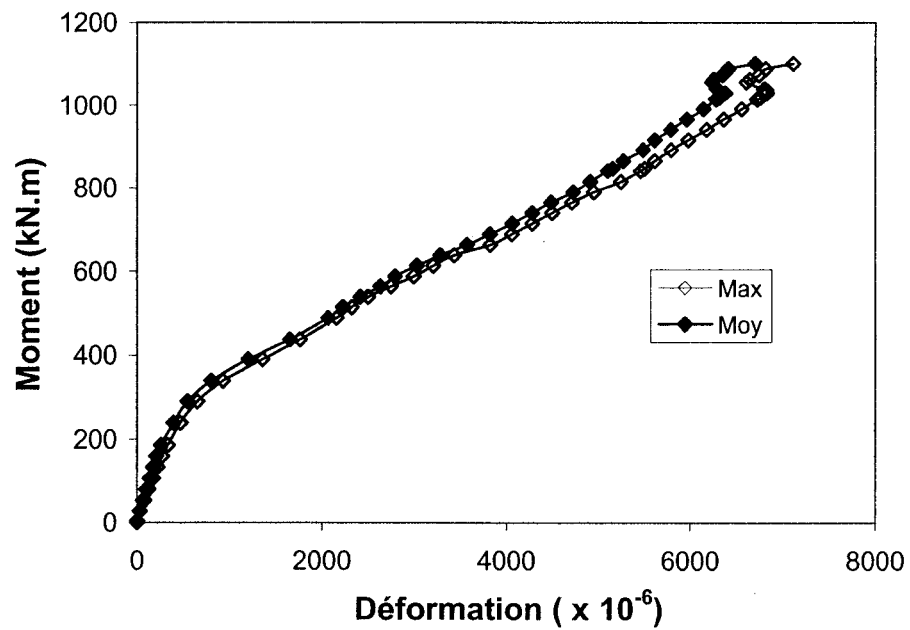
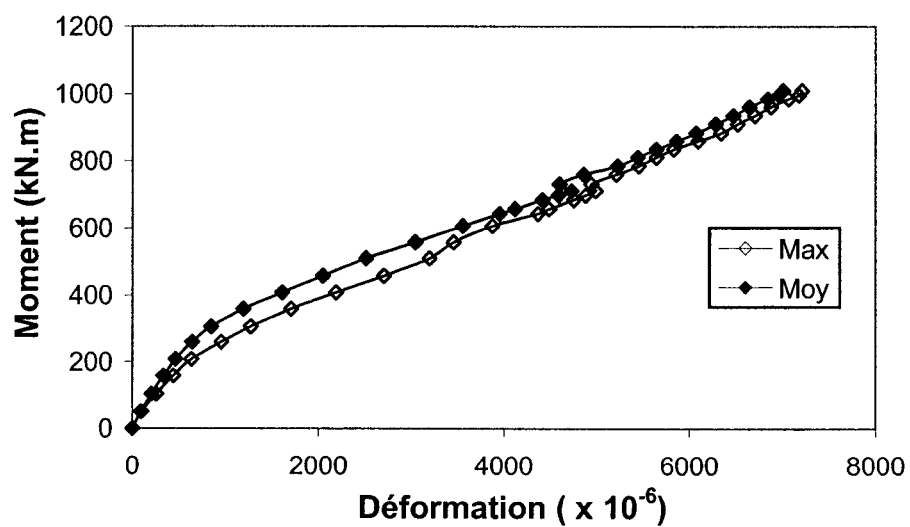


Figure E.6 : Poutre C3

Annexe F :**Déformations maximale et moyenne du composite**

**Figure F.1 : Poutre B2****Figure F.2 : Poutre B3**

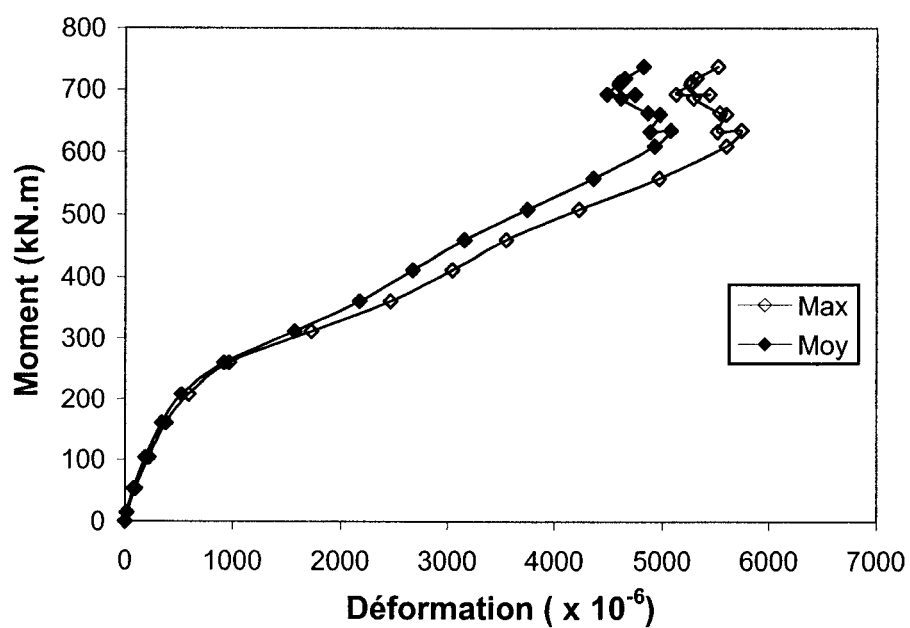


Figure F.3 : Poutre C1

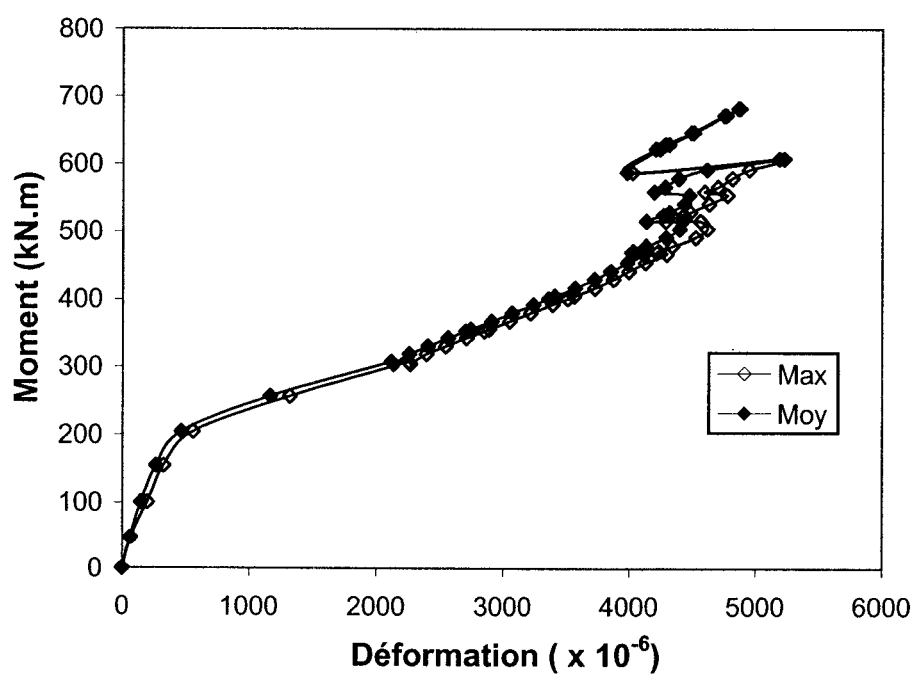


Figure F.4 : Poutre C2

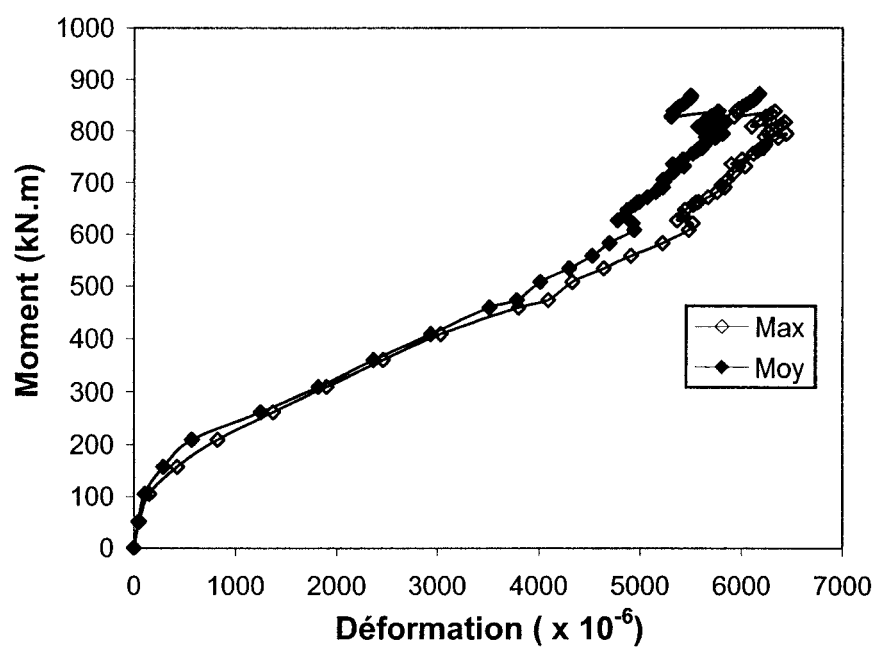


Figure F.5 : Poutre C3

Annexe G :

Déformation en compression du béton

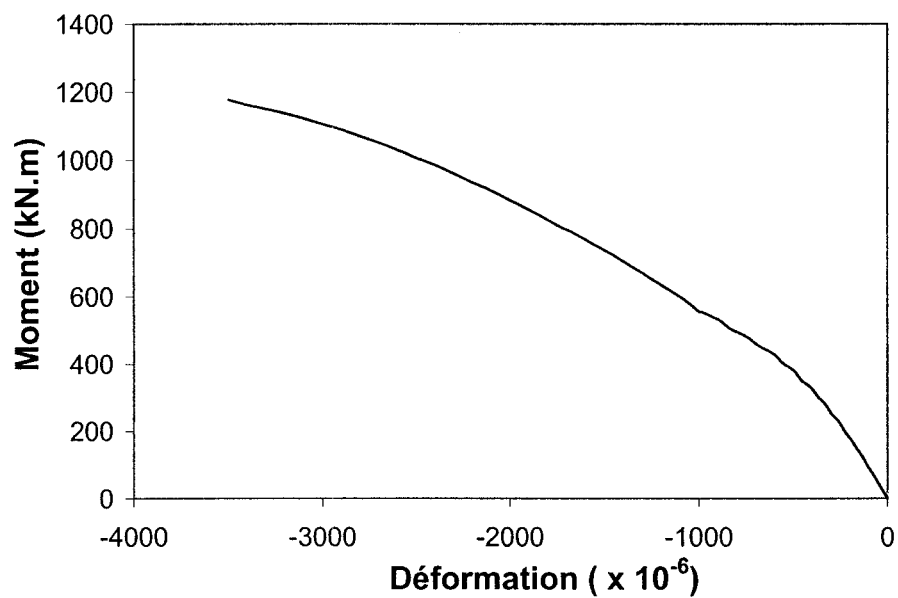


Figure G.1 : Poutre A

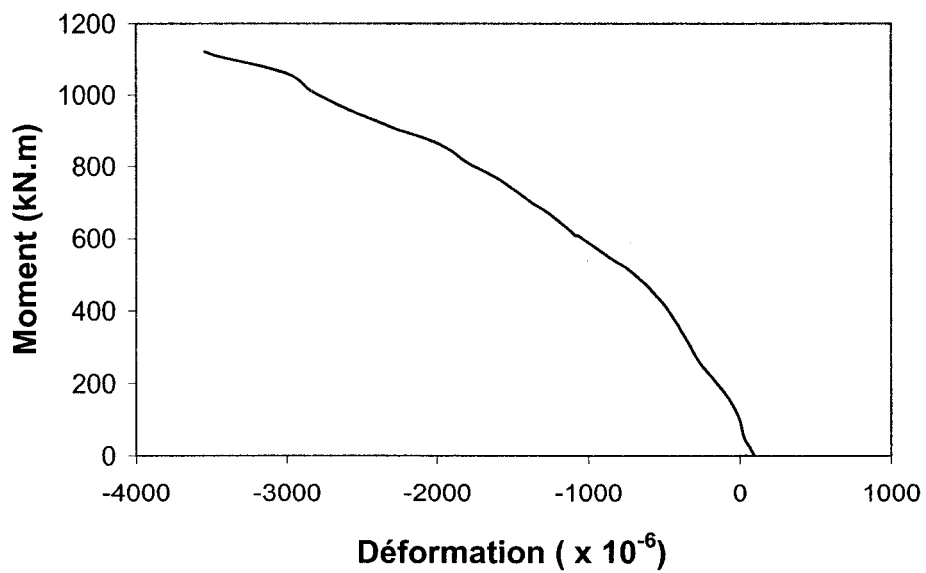
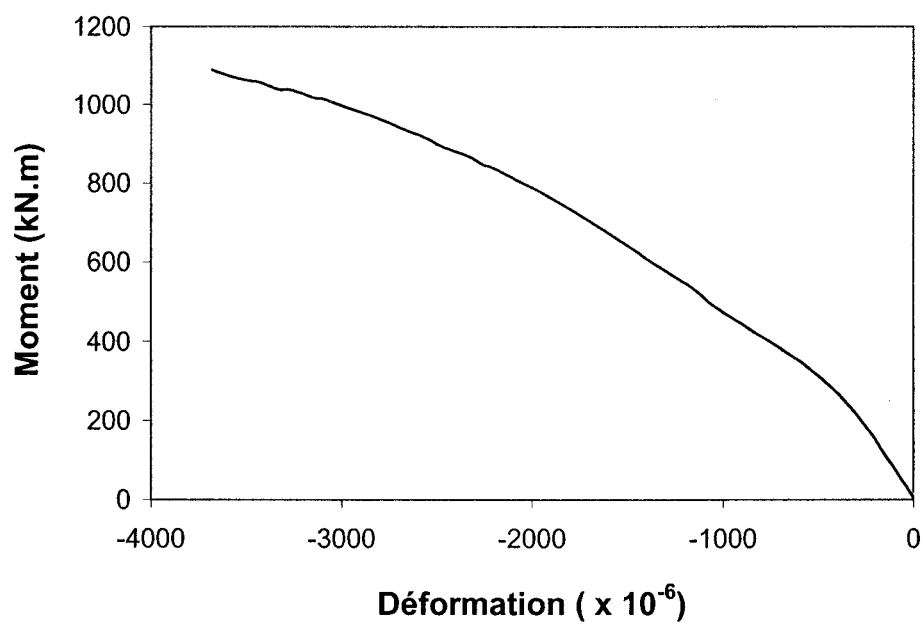
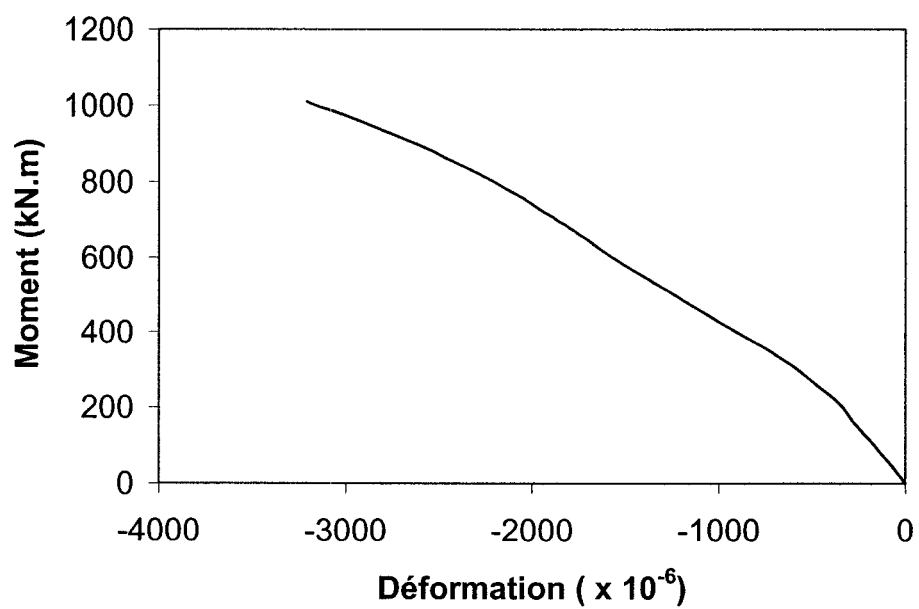
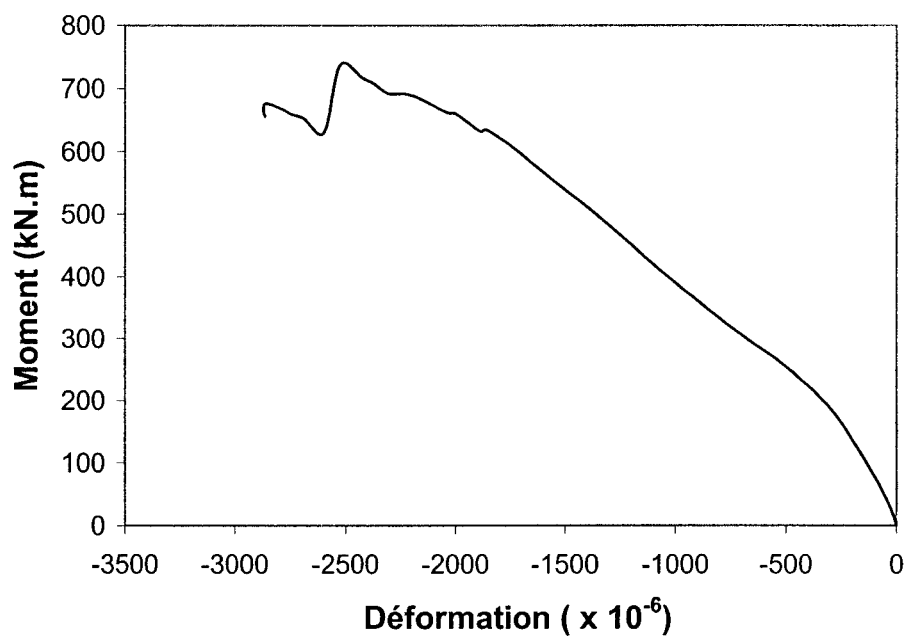
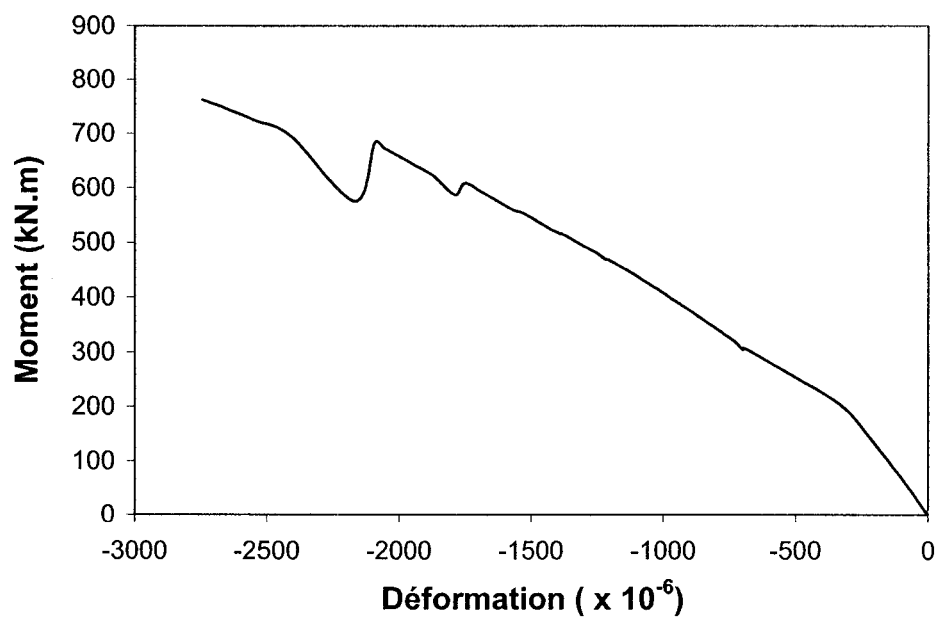


Figure G.2 : Poutre B1

**Figure G.3 : Poutre B2****Figure G.4 : Poutre B3**

**Figure G.5 : Poutre C1****Figure G.6 : Poutre C2**

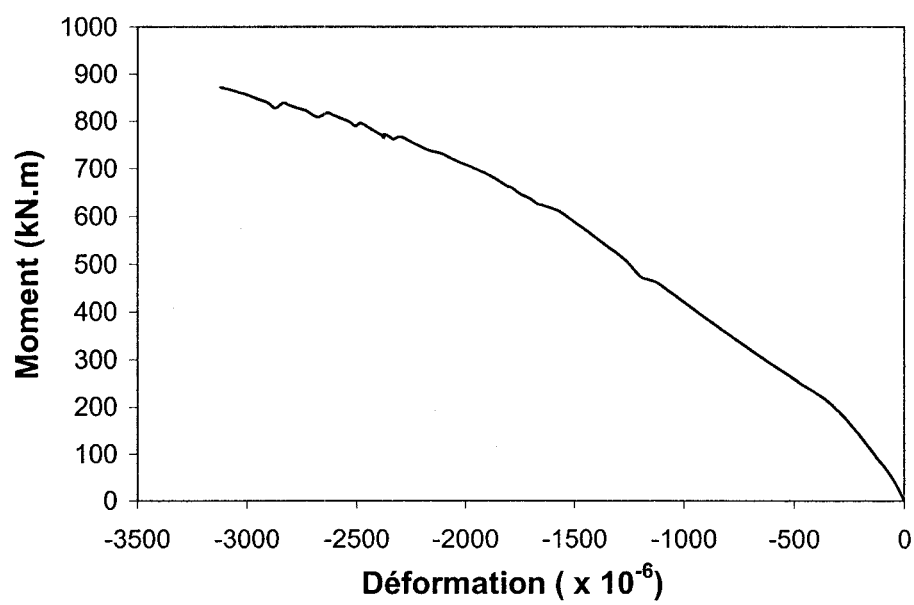
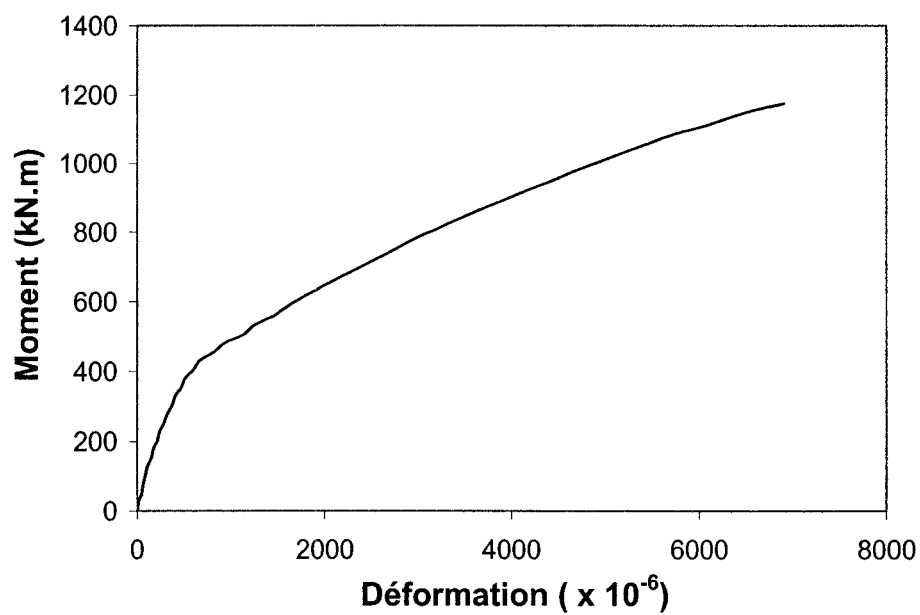
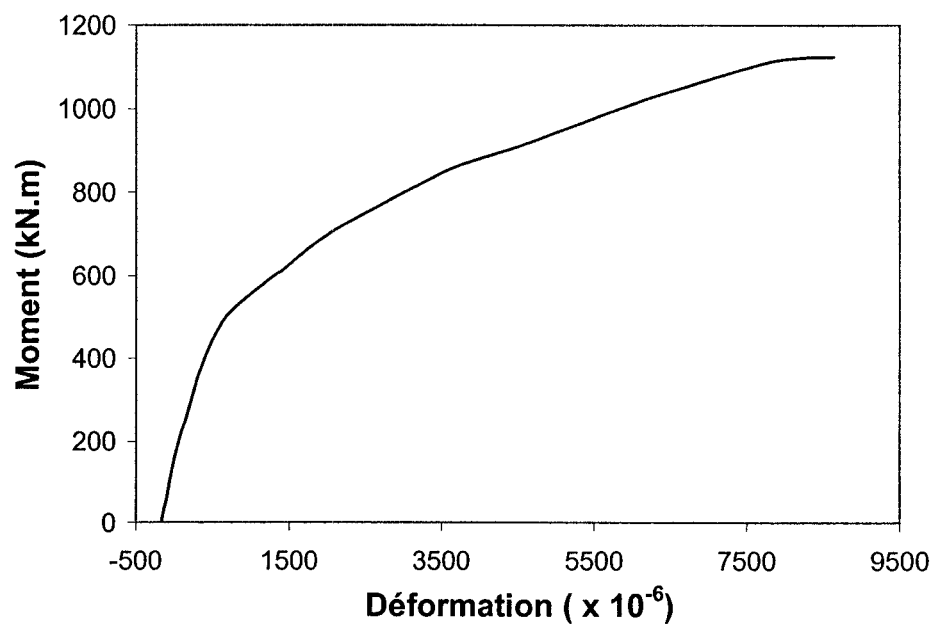
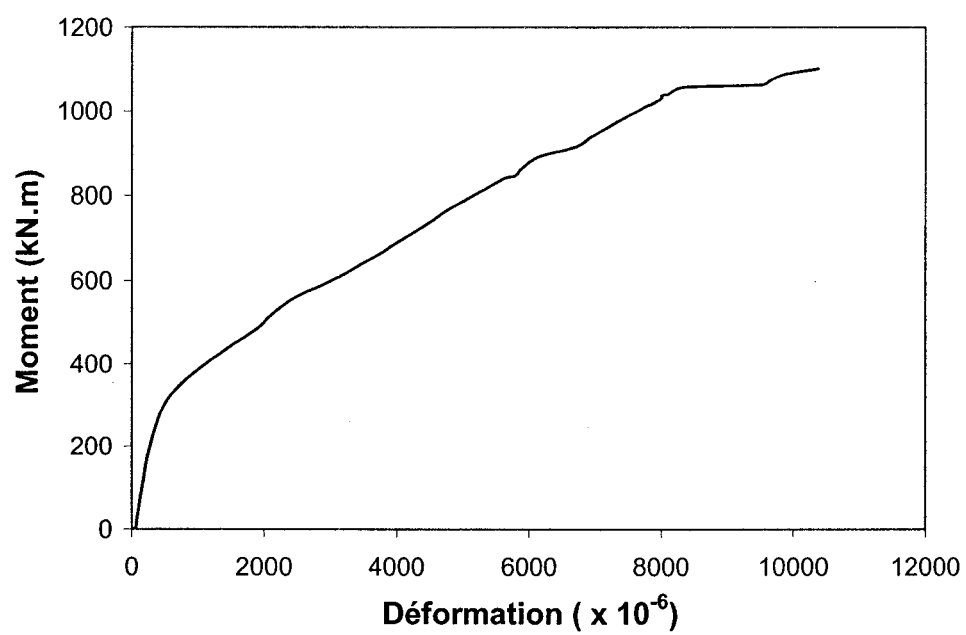
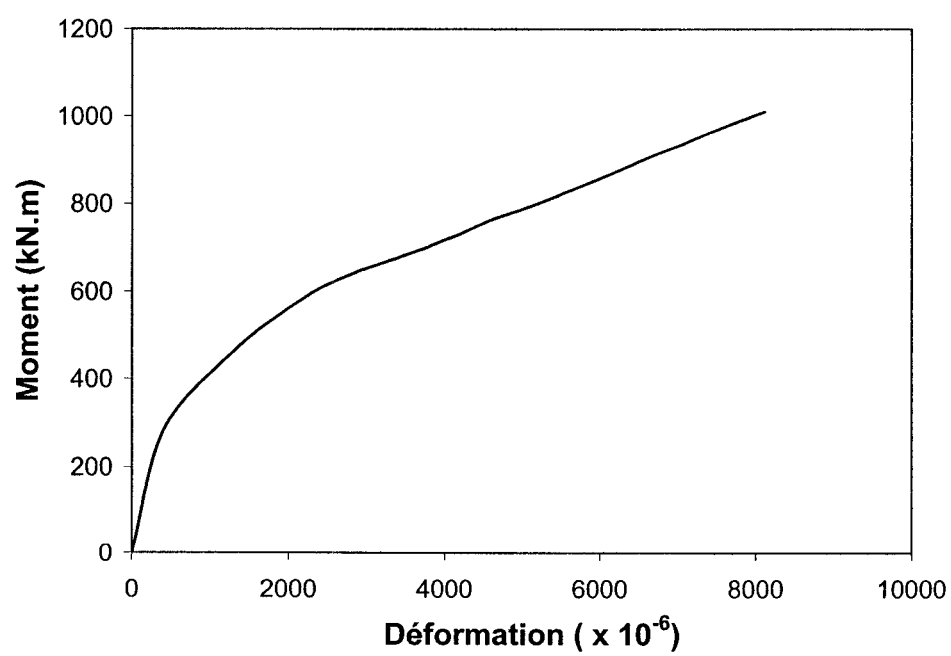


Figure G.7 : Poutre C3

Déformation à la fibre inférieure**Figure G.8 : Poutre A****Figure G.9 : Poutre B1**

**Figure G.10 : Poutre B2****Figure G.11 : Poutre B3**

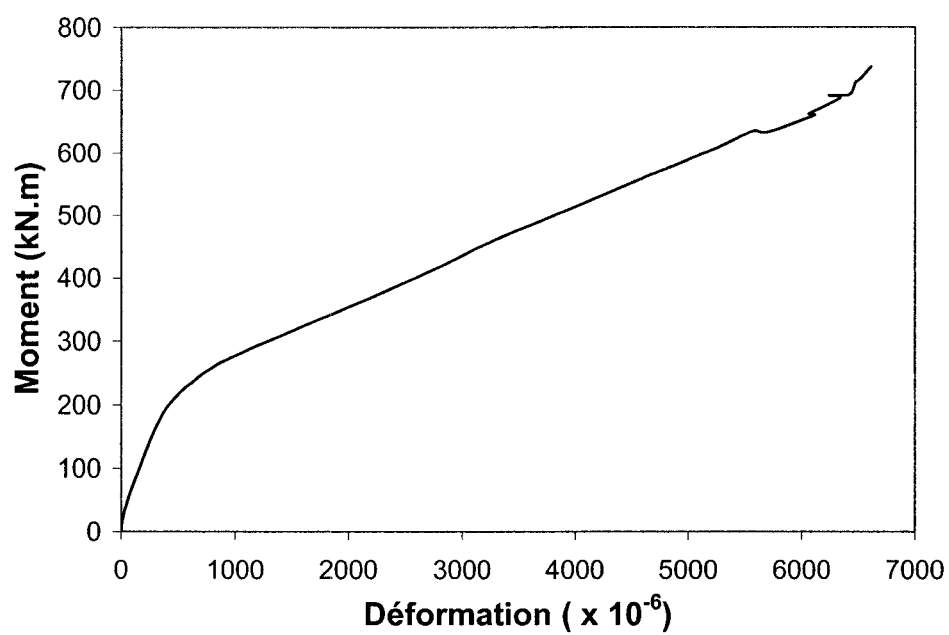


Figure G.12 : Poutre C1

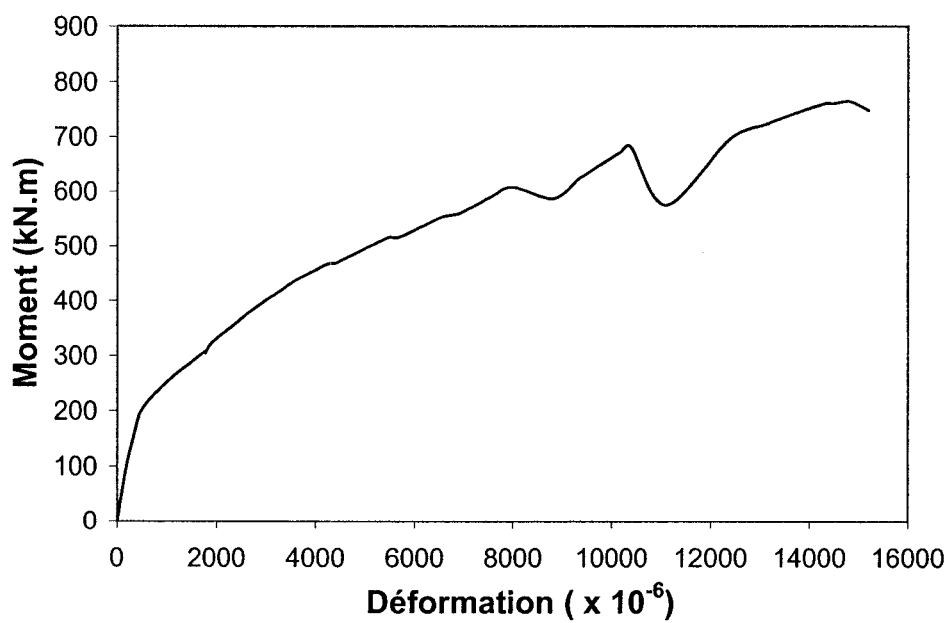


Figure G.13 : Poutre C2

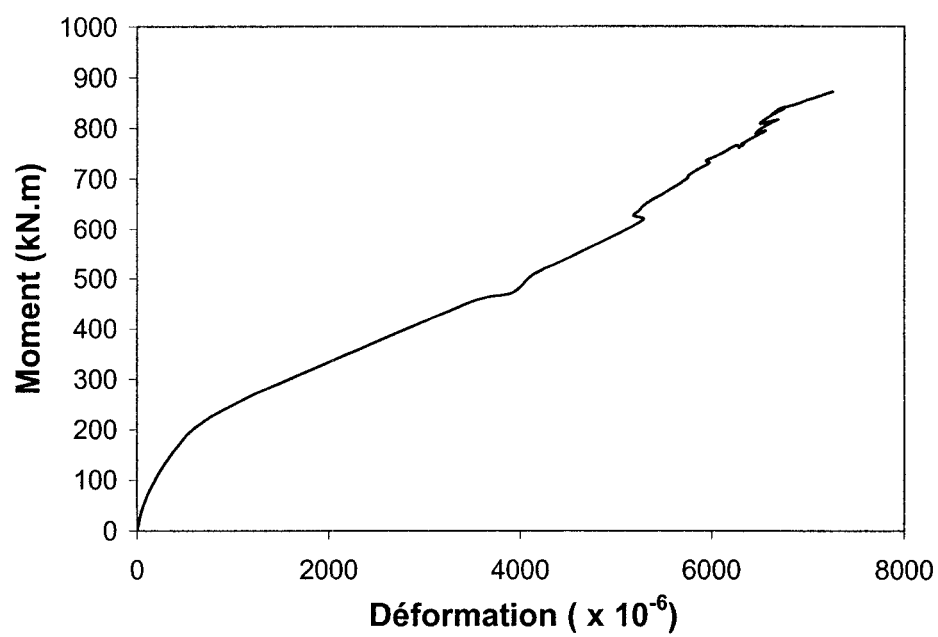


Figure G.14 : Poutre C3

Annexe H :

Exemple de modélisation avec A.I.S.: Poutre B2

1.1 Page d'accueil

La page d'accueil présente différents menus nécessaires à la modélisation d'un cas.

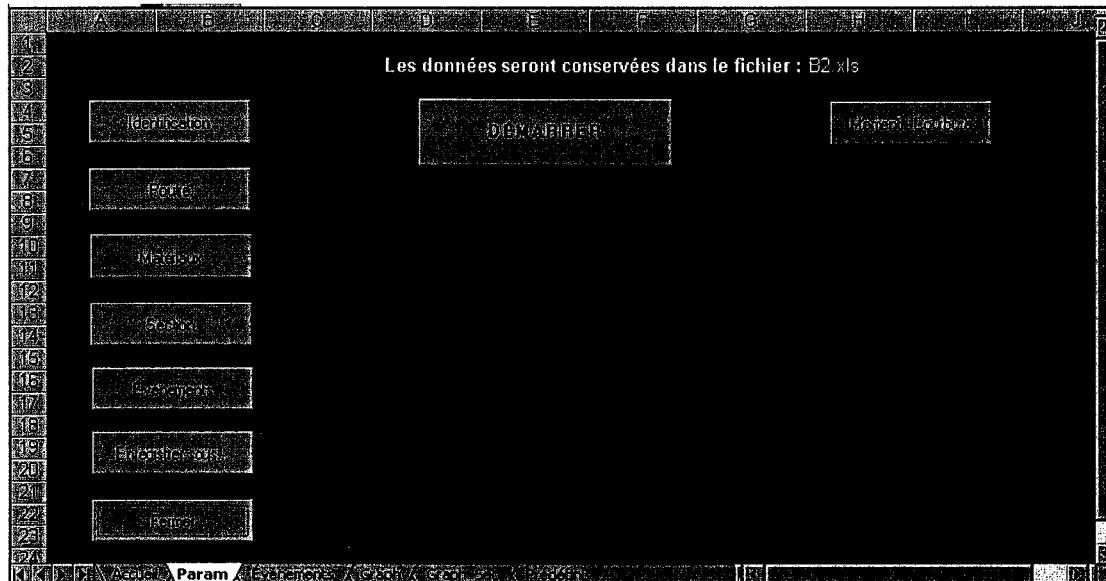
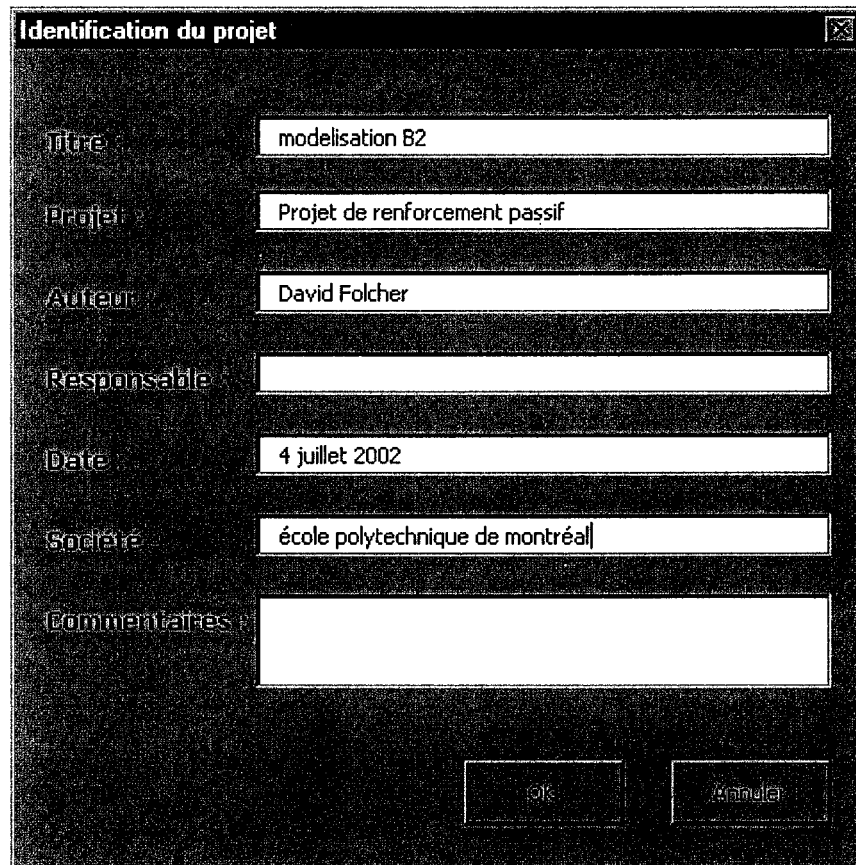


Figure H.1 :Page d'accueil d'AIS

Les fonctions principales seront illustrées au moyen d'un exemple correspondant à la modélisation du spécimen de type B2.

2.1 Identification

Cette section permet d'identifier la modélisation en cours. Cette option est facultative.



Identification du projet

Titre : modelisation 82

Projet : Projet de renforcement passif

Auteur : David Folcher

Responsable :

Date : 4 juillet 2002

Société : école polytechnique de montréal

Commentaires :

OK Annuler

Figure H.2 : Menu Identification

3.1 Poutre

Cette fonction permet de définir à partir de quels points ($Y_{primaire}$ et $Y_{secondaire}$) se fait l'itération. Pour chaque pas de déformation à $Y_{primaire}$, le logiciel itère la déformation à $Y_{secondaire}$ jusqu'à ce qu'il atteigne l'équilibre.

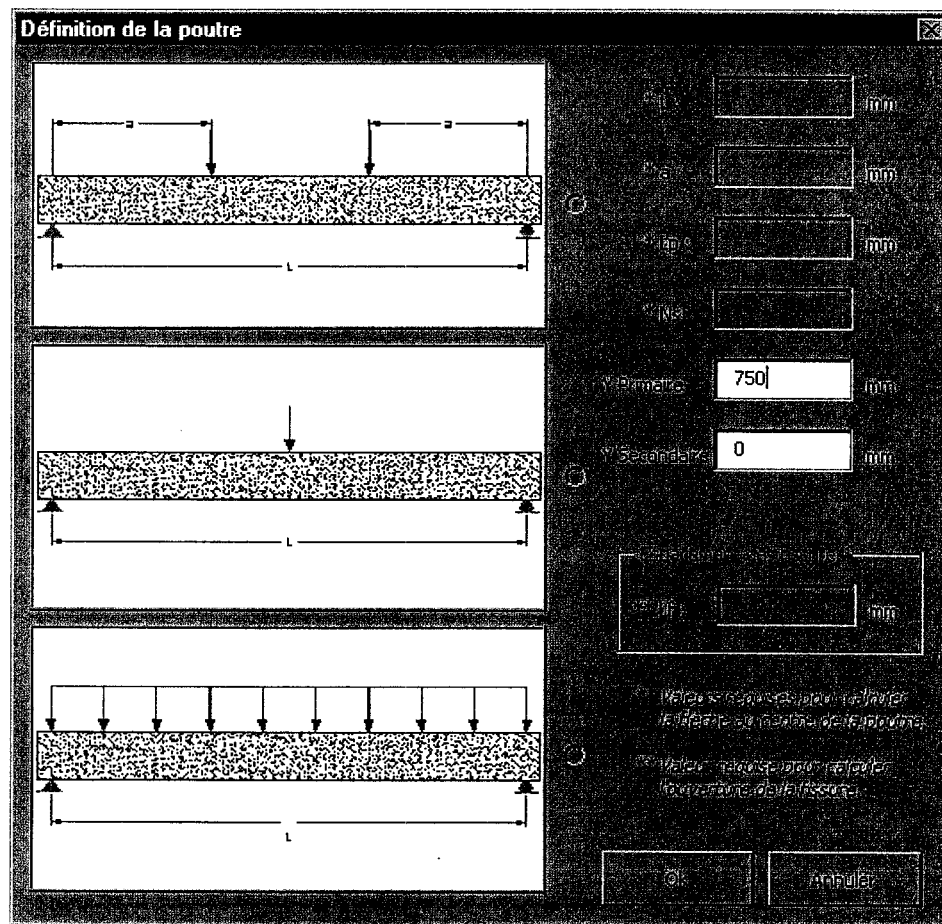


Figure H.3 : Menu Poutre

Ici, on a choisi de se baser sur la fibre inférieure ($Y_{primaire} = 750$ mm) et d'itérer à la fibre supérieure.

4.1 Matériaux

C'est dans cette section que l'on définit les lois de comportement mécanique des matériaux. Le logiciel permet de définir quatre types de matériaux différents :

- comportement non linéaire de type béton;
- comportement de type acier;
- comportement de type câble de précontrainte;
- comportement usager : linéaire selon trois phases en tension et en compression. C'est avec cette option que l'on modélise le comportement des matériaux composites.

Les Figure H.4 à Figure H.8 suivantes représentent les propriétés utilisées pour la modélisation de la section de type B2.

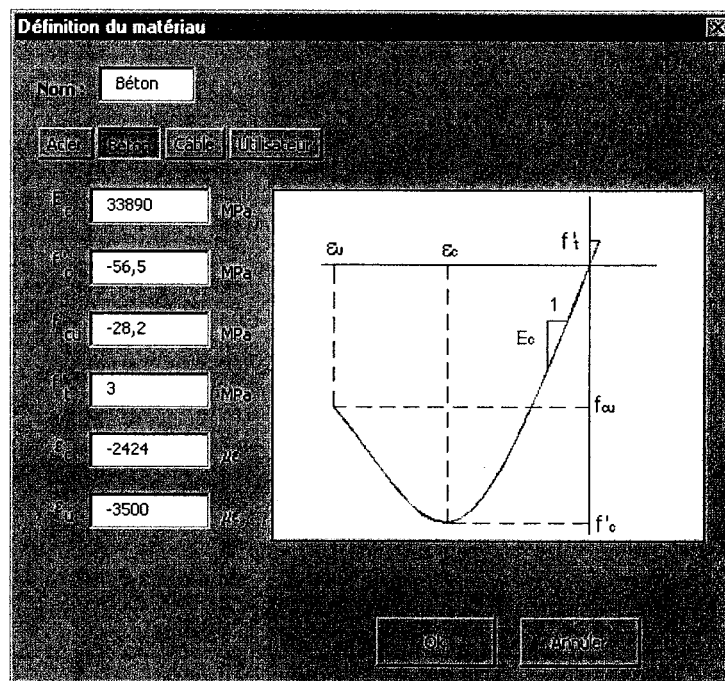


Figure H.4 : Menu matériaux

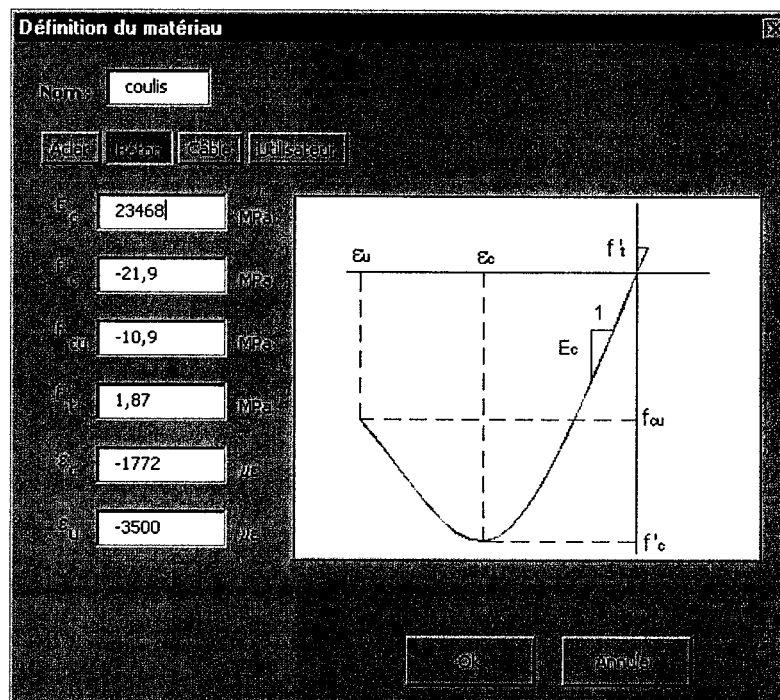


Figure H.5 : Menu matériaux (suite)

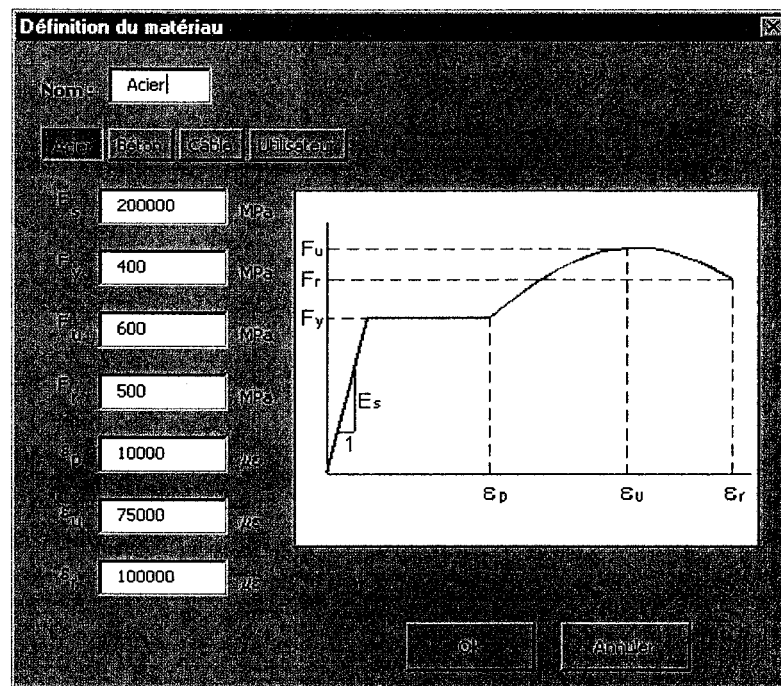


Figure H.6 : Menu matériaux (suite)

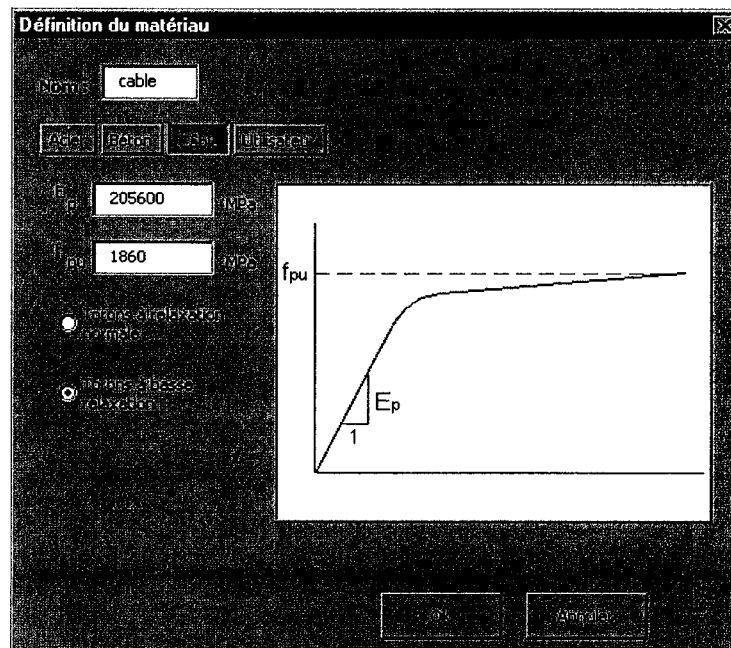


Figure H.7 : Menu matériaux (suite)

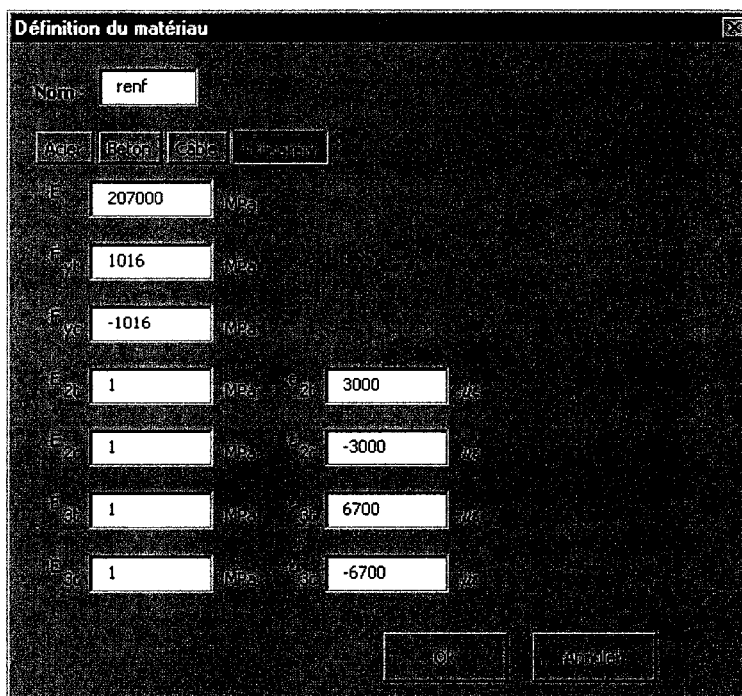


Figure H.8 : Menu matériaux (suite)

5.1 Menu section

C'est avec cette option que l'on définit les caractéristiques géométriques de la section. La modélisation de celle-ci est décomposée en quatre sous menus :

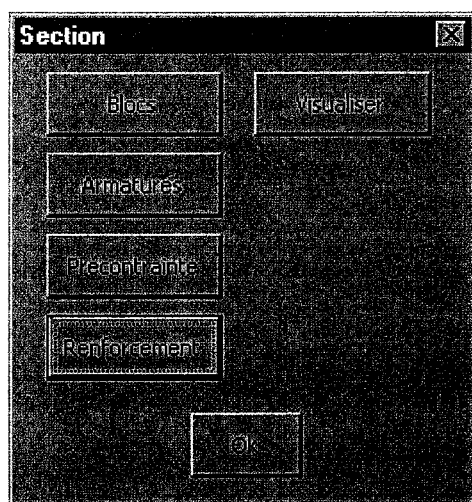


Figure H.9 : Menu Section

Chaque sous menu offre la possibilité de décomposer en tranches la section.

Définition de la section

Nombre de blocs: (Max: 6) ☐ Dalle ☐ Coussin ☐ Section prédéfinie:

Nom	b1 (mm)	b2 (mm)	h (mm)	Nb tranches	Matériau	Acier	Renforts	Fixation
Dalle	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="checkbox"/>	Renf: <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Coussin	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="checkbox"/>	Renf: <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Blocs								
Bloc1	<input type="text" value="250"/>	<input type="text" value="250"/>	<input type="text" value="750"/>	<input type="text" value="20"/>	<input type="text" value="Béton"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Renf: <input checked="" type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Bloc2	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="checkbox"/>	Renf: <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Bloc3	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="checkbox"/>	Renf: <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Bloc4	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="checkbox"/>	Renf: <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Bloc5	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="checkbox"/>	Renf: <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Bloc6	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="checkbox"/>	Renf: <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Figure H.10 : Sous menu Blocs

Définition de l'armature

Nombre de lits :

Nom	A (mm ²)	y (mm)	Matériau	Actif	Resultat
Lit 1/1 Arm1	<input type="text" value="200"/>	<input type="text" value="195"/>	Acier	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Lit 1/2 Arm2	<input type="text" value="200"/>	<input type="text" value="375"/>	Acier	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Lit 1/3 Arm3	<input type="text" value="10"/>	<input type="text" value="595"/>	Acier	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Lit 1/4 Arm4	<input type="text" value="10"/>	<input type="text" value="0"/>	Acier	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Arm5	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Figure H.11 : Sous menus Armatures

Les lits d'armatures nommés Arm3 et Arm4 modélisent des jauges numériques placées à la hauteur du troisième lit de précontrainte et sur la face supérieure.

Définition des câbles

Nombre de câbles :

Nom	A (mm ²)	Y (mm)	Matériau	Optif	Régular
Cable #1					
<input type="text" value="Cable1"/>	<input type="text" value="394,8"/>	<input type="text" value="695"/>	<input type="text" value="cable"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Cable #2					
<input type="text" value="Cable2"/>	<input type="text" value="394,8"/>	<input type="text" value="645"/>	<input type="text" value="cable"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Cable #3					
<input type="text" value="Cable3"/>	<input type="text" value="394,8"/>	<input type="text" value="595"/>	<input type="text" value="cable"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Cable #4					
<input type="text" value="Cable4"/>	<input type="text" value="394,8"/>	<input type="text" value="545"/>	<input type="text" value="cable"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Cable #5					
<input type="text" value="Cable5"/>	<input type="text" value="394,8"/>	<input type="text" value="50"/>	<input type="text" value="cable"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>

Figure H.12 : Sous menu Précontrainte

Définition du renforcement passif

Nombre de renforcements:

Nom	A (mm²)	P (mm)	Matériau	Actif	Efficace
Renf1	240	750,6	renf	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Renf2	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Renf3	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Renf4	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Renf5	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Figure H.13 : Sous menu Renforcement

Il faut noter que dans chaque sous menu, le logiciel offre la possibilité d'activer le matériaux et le rendre efficace immédiatement ou bien activer celui-ci ultérieurement dans le scénario de vie de la section.

6.1 Menu Événement

C'est par l'intermédiaire de cette fonction que l'on peut définir l'historique de vie que l'on veut faire subir à la section.

L'historique simulé pour la section de type B2 est le suivant :

- Tension des câbles efficaces, à la valeur obtenue après la prise en compte des pertes
- Endommagement de la section à la fibre inférieure sur 100 mm
- Vérification de l'équilibre
- Réparation du béton endommagé à l'aide du coulis de réparation
- Vérification de l'équilibre par AIS
- Activation du renforcement (matériaux composites)
- Ajout du moment dû au poids propre ($M = 15.8 \text{ kN.m}$)
- Vérification de l'équilibre par AIS
- Activation des jauges numériques
- Demande d'itération par pas de 20 micro déformations jusqu'à une limite de 40 000 micro déformations.

#	Événement	Bloc	Code	Paramètre 1	Paramètre 2
0	Prétension	Cable2	8	498.9	
1	Prétension	Cable3	8	502.8	
2	Prétension	Cable4	8	506.7	
3	Prétension	Cable5	8	546.5	
4	Dommages	Bloc1	4	650	750
5	Équilibre		9		
6	Réparation	Bloc1	12	coulis	
7	Équilibre		9		
8	Activer	Renf1	2		
9	Ajouter M		1	15.8	
10	Équilibre		9		
11	Activer	Arm3	2		
12	Activer	Arm4	2		
13	Ultime (M)		10	20	40000
14					
15					
16					
17					
18					
19					
20					

Figure H.14 : Menu Événement

Les différents événements sont définis à l'aide des fonctions situées en haut à gauche de la fenêtre (efforts, blocs, armatures, câbles, renforts, divers).

7.1 Résultats

La simulation avec le logiciel A.I.S. permet d'obtenir des résultats sous 2 formes différentes :

Une feuille Excel synthétisant le comportement de chaque élément de la section au cours de l'historique simulé.

	#Événement	Déf (Réf)	Déf (Sec)	M (kN.m)	F (kN)	Pos C.G.	Bloc1 (MPa)
Y (mm)		750	0				6.25
A (mm²)							3125
	0	0	0	0	0	0	0
	5	-343.751456	7.7201941	-1.2378E-09	3.7306E-09	331.830522	0.16237593
	7	-343.751456	7.7201941	-1.3705E-09	3.7306E-09	367.382926	0.16237593
	10	-323.199383	-12.7886362	15.8	3.8034E-09	374.605107	-0.52107205
	13	-303.199383	-32.7465661	31.1785739	-2.0762E-13	374.60523	-1.18616151
	13	-283.199383	-52.7045089	46.5571446	1.2545E-13	374.605376	-1.8512514
	13	-263.199383	-72.6624706	61.9357096	-4.772E-13	374.60559	-2.51634193
	13	-243.199383	-78.2018304	56.3819481	9.1703E-12	343.411768	-2.69685809
	13	-223.199383	-93.0453312	64.8194586	5.208E-10	340.829564	-3.19006395
	13	-203.199383	-109.72278	75.5665802	1.3736E-09	341.139796	-3.74490437
	13	-183.199383	-126.413743	86.3150547	1.9644E-09	341.2082	-4.30019895
	13	-163.199383	-143.109492	97.0642811	2.7134E-09	341.258944	-4.8556544

Arm2 (MPa)	Arm3 (MPa)	Arm4 (MPa)	Cable1 (MPa)	Cable2 (MPa)	Cable3 (MPa)	Cable4 (MPa)	Cable5 (MPa)	Renf1 (MPa)
375	750	0	695	645	595	545	50	750.6
200	1	1	394.8	394.8	394.8	394.8	394.8	240
0	0	0	0	0	0	0	0	0
-33.6031262	0	0	0	438.341597	447.059108	455.776617	543.269798	0
-33.6031262	0	0	0	438.341597	447.059108	455.776617	543.269798	0
-33.5988019	0	0	0	441.385203	449.539906	457.634607	539.615991	4.26107889
-33.5945949	4	-3.99158598	0	444.347051	451.954063	459.561075	536.06033	8.40769592
-33.5903891	8	-7.98317453	0	447.308897	454.36822	461.427542	532.504668	12.554313
-33.5861853	12	-11.9747669	0	450.270743	456.782375	463.294007	528.949001	16.70093
-32.1401213	16	-13.0826388	0	453.647613	459.809186	465.970758	528.160168	20.8451593
-31.6244714	20	-16.051339	0	456.756673	462.440657	468.124642	525.585933	24.9909294
-31.2922163	24	-19.3868288	0	459.812944	464.994203	470.175463	522.659775	29.1370032
-30.9613125	28	-22.7250213	0	462.868826	467.547175	472.225524	519.731024	33.2830792
-30.6308874	32	-26.0641711	0	465.92457	470.099942	474.275316	516.801354	37.429156

Figure H.15 : Feuille de résultats

Un diagramme représentant la courbe moment – courbure de la section.

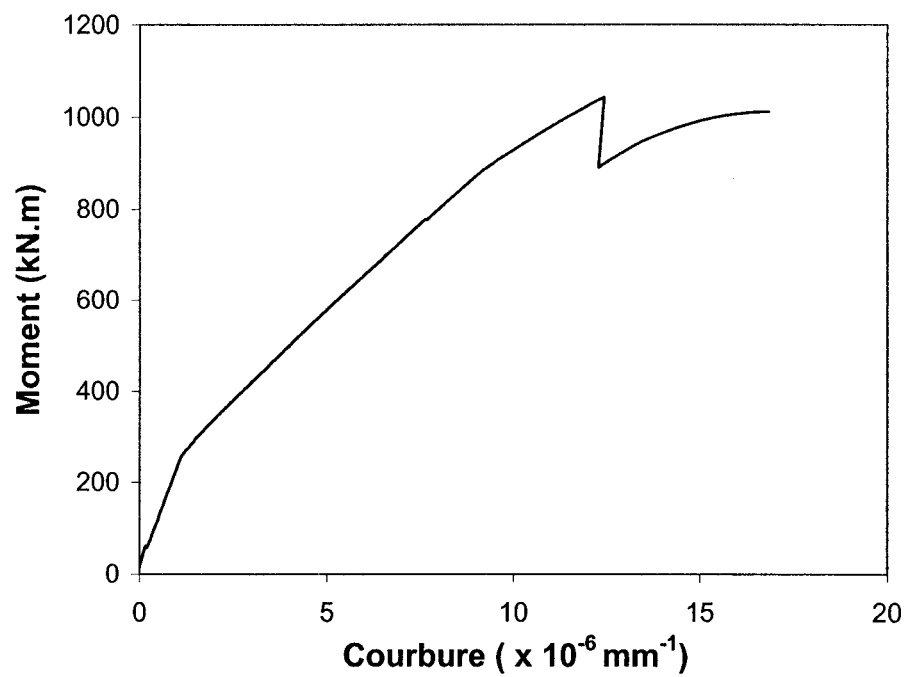


Figure H.16 : Diagramme Moment - courbure